

UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA
SEDE QUITO

CARRERA:
INGENIERÍA MECÁNICA

Trabajo de titulación previo a la obtención del título de:
INGENIERO MECÁNICO

TEMA:
EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE
CONEXIONES SEMIRRÍGIDAS UNIÓN VIGA - COLUMNA SOMETIDA A
FLEXIÓN MEDIANTE EL ANÁLISIS POR ELEMENTOS FINITOS

AUTORES:
CORTEZ CHAMORRO JAIRO DAMIÁN
ORELLANA CHICAIZA WILSON ANDRÉS

TUTOR:
JUIÑA QUILACHAMÍN LUIS CHRISTIAN

Quito, octubre del 2021

CESIÓN DE DERECHOS DE AUTORES

Nosotros, Jairo Damián Cortez Chamorro y Wilson Andrés Orellana Chicaiza, con documentos de identificación N° 1724128390 y N° 1722120746, manifestamos nuestra voluntad y cedemos a la Universidad Politécnica Salesiana la titularidad sobre los derechos patrimoniales en virtud que somos autores del trabajo de titulación intitulado: EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE CONEXIONES SEMIRRÍGIDAS UNIÓN VIGA - COLUMNA SOMETIDA A FLEXIÓN MEDIANTE EL ANÁLISIS POR ELEMENTOS FINITOS, mismo que se ha desarrollado para optar por el título de Ingenieros Mecánicos, en la Universidad Politécnica Salesiana, quedando la Universidad facultada para ejercer plenamente los derechos cedidos anteriormente.

En aplicación a lo determinado en la Ley de Propiedad Intelectual, en nuestra condición de autores nos reservamos los derechos morales de la obra antes citada. En concordancia, suscribimos este documento en el momento que hacemos entrega del trabajo final en formato digital a la Biblioteca de la Universidad Politécnica Salesiana.

Quito, octubre del 2021

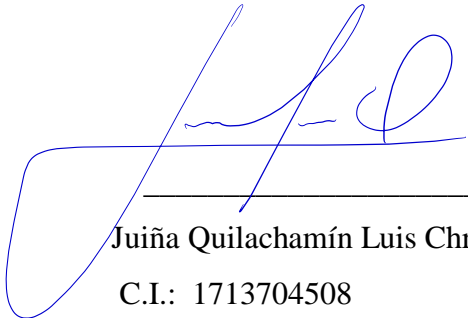
Jairo Damián Cortez Chamorro
C.I.: 1724128390

Wilson Andrés Orellana Chicaiza
C.I.: 1722120746

DECLARATORIA DE COAUTORIA DEL DOCENTE TUTOR

Yo, declaro que bajo mi dirección y asesoría fue desarrollado el trabajo de titulación, EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE CONEXIONES SEMIRRÍGIDAS UNIÓN VIGA - COLUMNA SOMETIDA A FLEXIÓN MEDIANTE EL ANÁLISIS POR ELEMENTOS FINITOS, realizado por Jairo Damián Cortez Chamorro y Wilson Andrés Orellana Chicaiza, obteniendo un producto que cumple con los requisitos estipulados por la Universidad Politécnica Salesiana, para ser considerado como trabajo final de titulación.

Quito, octubre del 2021



Juiña Quilachamín Luis Christian
C.I.: 1713704508

DEDICATORIA

La presente tesis tiene como principales protagonistas mis padres, Guadalupe Chicaiza y Wilson Orellana quienes han sido el apoyo y ejemplo para salir adelante y cumplir mi sueño de ser un profesional que a la vez es el sueño de mi madre, motivo por el cual se realizó y cumplió el objetivo de terminar la carrera de Ingeniería Mecánica.

Personas fundamentales como lo son mis hermanas, Cristina y Elizabeth su ejemplo fue el motivo de perseverar en la vida y salir adelante, el presente proyecto es dedicado a ellas.

El apoyo incondicional de Wendy, compañera de vida, los consejos y palabras de aliento fueron fundamentales para conseguir finalizar la carrera de ingeniería Mecánica.

Andrés Orellana

El presente proyecto técnico lo dedico a mis padres Jairo Cortez Ruiz y Lourdes Chamorro Guevara, las personas más importantes en mi vida junto a mis hermanos, ya que es gracias a su guía, a los valores que me han enseñado y sobre todo su apoyo desinteresado e incondicional que he podido alcanzar esta meta tan importante en mi vida académica y profesional.

Jairo Cortez

AGRADECIMIENTOS

La familia, la base fundamental para que una persona salga adelante, agradezco el apoyo a lo largo de toda mi vida, proporcionándome todos los medios para sobresalir y superarme, sin ellos nada sería posible, gracias.

Agradezco a Wendy, su apoyo incondicional, su acompañamiento a la largo de toda mi carrera Universitaria fue la fuerza y el empuje que cualquier persona necesita.

Mi tutor, gracias por el seguimiento, interés, y predisposición para ayudarme a cumplir la meta de ser Ingeniero Mecánico.

Andrés Orellana

Agradezco a mis padres por ser un gran ejemplo de vida, a mis hermanos porque siempre me han apoyado a seguir mis sueños y cumplir mis metas, agradezco a mi familia porque siempre han estado para mí en mis mejores y peores momentos, por impulsarme a aceptar nuevos retos y por ser el pilar fundamental en mi formación como persona y como profesional. Agradezco a mis profesores, compañeros de clase y tutora de proyecto por los conocimientos compartidos y las experiencias adquiridas a lo largo de los años de estudio.

Jairo Cortez

Índice de contenido

CESIÓN DE DERECHOS DE AUTORES	II
DECLARATORIA DE COAUTORIA DEL DOCENTE TUTOR.....	III
DEDICATORIA	IV
AGRADECIMIENTOS	V
RESUMEN.....	XIV
ABSTRACT.....	XV
INTRODUCCIÓN	XVI
ANTECEDENTES.....	1
OBJETIVOS	2
CAPÍTULO I.....	4
1.1 Acero como material estructural para el empleo en edificaciones estructurales o metálicas.	4
1.2 Perfiles de acero.....	5
1.2.1 Perfiles abiertos utilizados en estructuras de acero	5
1.2.2 Identificación de perfiles	6
1.3 Estructuras metálicas más empleadas en el Ecuador.	7
1.4 Vigas y columnas en celosía.....	7
1.4.1 Ventajas de los miembros en celosía.....	7
1.4.2 Desventajas de los miembros en celosía	7
1.5 Vigas y columnas de alma llena con perfiles.....	8
1.5.1 Ventajas y desventajas de los elementos de alma llena.....	8
1.6 Miembros de alma llena armados	8
1.6.1 Ventajas y desventajas de los elementos de alma llena armados	8
1.7 Tipos de conexiones que se utilizan en las estructuras metálicas.	9
1.7.1 Conexiones simples (tipo PR)	9
1.7.2 Conexiones semirrígidas	10
1.7.3 Conexiones rígidas	13

1.7.4 Conexiones apernadas	15
1.7.5 Conexiones a fricción y aplastamiento	17
1.7.6 Tipos de juntas.....	17
1.7.7 Distancias de separación a los pernos	18
1.8 Condiciones de diseño y normativas construcción	18
1.9 Métodos de diseño	18
1.9.1 Método LRFD	19
1.9.2 Método ASD.....	19
1.10 Tipos de cargas.	19
1.10.1 Cargas muertas	19
1.10.2 Cargas vivas.....	20
1.10.3 Cargas ambientales.....	21
1.10.4 Combinación de cargas.....	23
CAPÍTULO II	25
2.1 Identificación de la estructura.....	25
2.2 Cargas de la edificación.....	28
2.2.1 Cargas vivas.....	28
2.2.2 Cargas muertas	28
2.2.3 Cargas accidentales	29
2.2.3.1 Pórtico especial sismo resistente	30
2.2.3.2 Diseño de sismo.....	30
2.2.3.3 Resistencia sobredimensionada	30
2.2.3.4 Territorio de amenaza de sismo.....	30
2.2.3.5 Factor de zona sísmica Z (factor)	30
2.2.3.6 Zonificación sísmica de diseño	30
2.2.4 Curvas de peligro sísmico	31
2.2.5 Clases de perfiles de suelo para el diseño sismo resistente	32
2.2.5.1 Factores de suelo	32
2.2.5.2 Componentes de la carga sísmica.....	34
2.2.5.3 Cortante basal de diseño V	36

2.2.5.4 Espectro sísmico.....	38
2.3 Clasificación de perfiles.....	41
2.3.1 Relación ancho espesor en patines y alma	41
2.3.2 Calculo de vigas interiores	41
2.3.3 Calculo de vigas exteriores.....	43
2.3.4 Cálculo de correas	44
2.3.5 Selección de columnas	45
2.3.6 Losa	47
2.4 Análisis del pórtico más desfavorable	48
CAPÍTULO III.....	52
3.1 Conexión de placa de extremo.....	52
3.2 Criterios generales y limitaciones para conexiones apernadas.....	52
3.2.1 Estado límite de fluencia	53
3.2.2 Estado límite de corte	55
3.2.3 Diseño de pernos	56
3.2.4 Comprobación de la resistencia a tracción del perno	57
3.3 Diseño de soldadura.....	59
CAPÍTULO IV.....	60
4.1 Introducción y definición del software Idea StatiCa versión 21.0.2.1036.....	60
4.2 Dimensionamiento y análisis de la conexión semirrígida de placa de extremo.....	63
4.2.1 Diseño de la placa de extremo de la conexión semirrígida	64
4.2.2 Distribución de pernos en placa de extremo de la conexión	65
4.2.3 Dimensionamiento de soldadura para la conexión.....	66
4.2.4 Validación del diseño de la conexión semirrígida de chapa de extremo....	67
4.3 Resultados del análisis de la conexión semirrígida de placa de extremo	68
4.3.1 Resultados del análisis de la conexión semirrígida	68
4.3.2 Validación de la deformación en los cuerpos estructurales de la unión.....	73
4.3.3 Rigidez equivalente de la conexión.....	74
4.3.4 Deformación plástica.....	75

4.3.5 Pandeo en la unión semirrígida.	76
4.3.6 Estimación de Costos.....	78
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	79
Conclusiones.....	79
Recomendaciones	80
Lista de referencias	82
ANEXOS	84

Índice de figuras

Figura 1. Perfil en Forma W	5
Figura 2. Perfil en Forma M.....	5
Figura 3. Perfil en Forma S	6
Figura 4. Perfil el Forma HP	6
Figura 5. Juntas sencillas. Tienden a posicionarse con dirección a la sección de la parte superior de la viga [2]	10
Figura 6. Tipos de conexiones. Conexiones con la generación de momento [2].....	11
Figura 7. Perno de cabeza hexagonal. Partes del perno con cabeza hexagonal [5]. ..	16
Figura 8. Tornillo A307 [6].....	16
Figura 9. Pernos A490 [6].....	17
Figura 10. Junta traslapada [2].....	17
Figura 11. Junta a tope [2].....	17
Figura 12. Detalle de agujeros en una placa o angulo empernada. Se presenta el espacio a bordes de pernos [2].	18
Figura 13. Vista isométrica de la estructura.....	25
Figura 14. Vista frontal de la estructura.....	26
Figura 15. Vista lateral de la estructura	27
Figura 16. Imagen de planta de la estructura	28
Figura 17. Mapa de sismo y factor Z en el territorio [1].....	31
Figura 18. Amenaza sísmica, Quito [1].	32
Figura 19. Espectro elástico horizontal [1].	34
Figura 20. Configuraciones estructurales recomendadas [1].	37
Figura 21. Curvas espectrales en software Excel.....	40
Figura 22. Curva espectral STAAD PRO	41
Figura 23. Esquema principal de la viga	42
Figura 24. Esquema principal de la columna	45
Figura 25. Vista lateral del pórtico con sus propiedades	46
Figura 26. Cuadro de propiedades programa STAAD PRO	47
Figura 27. Material novalosa, [13].....	47
Figura 28. Esquema de novalosa [13].	48

Figura 29. Diagrama del pórtico con la conexión externa más desfavorable enfocada a momento M_z	48
Figura 30. Diagrama del pórtico con la conexión externa más desfavorable enfocada a fuerza cortante F_y	49
Figura 31. Diagrama del pórtico con la conexión interna más desfavorable enfocada a momento M_z	50
Figura 32. Diagrama del pórtico con la conexión interna más desfavorable enfocada a fuerza cortante F_y	51
Figura 33. Conexión con placa de extremo.....	52
Figura 34. Propiedades geométricas del perfil IPN 550	54
Figura 35. Distribución y ubicación de pernos en la conexión semirrígida de placa de extremo de software Idea Statica	56
Figura 36. Nodo seleccionado para diseño de conexión de borde	61
Figura 37. Nodo seleccionado para diseño de conexión interna.....	61
Figura 38. Herramienta para importación de datos.....	62
Figura 39. Pantalla del Software Idea StatiCa de datos Importados del software Staad Pro.	62
Figura 40. Importación de cargas y combinaciones al software Idea StatiCa.	63
Figura 41. Conexión interna y de borde más desfavorables en el software Idea StatiCa	64
Figura 42. Diseño y determinación de la placa de extremo de la conexión en el software Idea StatiCa	65
Figura 43. Parametrización de pernos.....	66
Figura 44. Diseño de soldadura de la placa de sujeción en el software Idea StatiCa	66
Figura 45. Conexión interna y de borde en el Software Idea StatiCa	67
Figura 46. Norma configurable de la conexión semirrígida software Idea StatiCa ...	68
Figura 47. Resumen de resultados de la conexión del software Idea StatiCa.....	69
Figura 52. Detalle de pandeo en el software Idea StatiCa.	72
Figura 49. Deformación de la conexión interna, software Idea StatiCa.	73
Figura 55. Verificación de la deformación de la conexión de borde, software Idea StatiCa.....	73

Figura 56. Tensión máxima de pernos de la conexión externa en el software Idea StatiCa.....	74
Figura 57. Tensión equivalente de la conexión interna y de borde en el software Idea StatiCa.....	75
Figura 58. Deformación plástica de la conexión interna y externa en el software Idea StatiCa.....	76
Figura 59. Pandeo de la conexión externa en el software Idea StatiCa	77

Índice de tablas

Tabla 1. Factores determinantes de los tipos de conexiones semirrígidas	14
Tabla 2. Cargas muertas de materiales.....	20
Tabla 3. Cargas vivas en edificaciones	20
Tabla 4. Cargas vivas para la edificación.....	28
Tabla 5. Valores de carga muerta para la estructura para los niveles del 1 al 5.	29
Tabla 6. Valores de carga muerta para el quinto nivel.....	29
Tabla 7. Factor de la zona sísmica Z.....	31
Tabla 8. Parámetros perfil de suelo tipo D.....	32
Tabla 9. Fa para tipo de perfil de suelo D	33
Tabla 10. Factor Fd para tipo de subsuelo D	33
Tabla 11. Factor Fs para tipo de perfil de suelo D	33
Tabla 12. Valores de factor K	38
Tabla 13. Factores de diseño	38
Tabla 14. Datos del espectro	39
Tabla 15. Dimensiones principales perfil IPE 550.....	42
Tabla 16. Dimensiones principales perfil HEB 200.....	44
Tabla 17. Dimensiones principales perfil HEB 450.....	46
Tabla 18. Fuerza nominal de sujetadores y piezas roscadas, ksi (MPa)	57
Tabla 19. Información de los elementos estructurales de la conexión de borde.....	70
Tabla 20. Información de los elementos estructurales de la conexión interna.....	70
Tabla 21. Detalle de soldaduras en la conexión interna.	71
Tabla 22. Detalle de soldaduras en la conexión de borde.	71
Tabla 23. Verificación de resistencia de pernos.....	72

RESUMEN

El presente trabajo, plantea el estudio y diseño de una estructura de cuatro tramos y cinco niveles, la misma que se simula en el Software STAAD PRO. Se obtienen datos de momentos y fuerzas de cada elemento estructural de la edificación, encontrando así el pórtico más desfavorable al aplicarle cargas muertas, vivas y accidentales todo bajo las normativas correspondientes al diseño por el método ASD. Se toman como normas de referencias la nacional como lo es la NEC 2015 y la norma general AISC 360-16. Por otro lado, el diseño y análisis de la conexión semirrígida de placa de extremo tiene lugar en el software Idea StatiCa. Este software permite la creación de la conexión en base a modelos preexistentes, el programa simula y desarrolla con datos exportados desde el software STAAD PRO la conexión entera entregando datos de tensión equivalente, pandeo local, diseño de pernos, soldadura, placa de extremo, se aprecian resultados de la conexión interna y externa más desfavorables teniendo como datos de relevancia de tensión equivalente máxima de 150.2 MPa lo cual representa un porcentaje de deformación plástica equivalente máximo de 0.7 %, no presenta falla ya que los valores máximos son 248.3 MPa y 5 % respectivamente. También se observa una deformación plástica en la placa de extremo de la conexión externa e interna de 3.4 y 2.5% al haber optimizado de forma correcta la placa hasta llegar a un espesor de 14 mm, estos valores de deformación no representan falla alguna.

ABSTRACT

The present work deals with the analysis and design a structure with four sections and five levels, the same one that is simulated in the STAAD PRO Software, with which data on moments and forces of each structural element of the building are obtained, Thus finding the most unfavorable gantry when applying dead, live and accidental loads, all under the regulations corresponding to the design by the ASD method, the national standards such as the NEC 2015 and the general standard AISC 360-16 are taken as reference standards. On the other hand, the design and analysis of the end plate semi-rigid connection takes place in the Idea StatiCa software, which allows the creation of the connection based on pre-existing models, the program simulates and develops with data exported from the software STAAD PRO the entire connection providing data of equivalent stress, local buckling, bolt design, welding, end plate, more unfavorable results of the internal and external connection are appreciated having as relevance data of equivalent stress of 150.2 MPa which represents a maximum equivalent plastic deformation percentage of 0.7%, does not present failure and the maximum values are 248.3 MPa and 5% respectively. A plastic deformation in the end plate of the external and internal connection of 3.4 and 2.5% is also observed, as the plate has been correctly optimized until reaching a thickness of 14 mm, these deformation values do not represent any failure.

INTRODUCCIÓN

El Ecuador se cataloga por un elevado factor de amenaza de sismo, volcánico o fenómeno de un temblor de gran magnitud está presente en un alto nivel, por lo tanto el diseño y profundo análisis de una edificación es importante puesto que al aplicar las cargas muertas o vivas la estructura equilibra las mismas con las reacciones del suelo, al momento de la incidencia de un sismo no sucede de esta manera, la estructura deberá oscilar para contrarrestar la energía producida, de esta manera no se provocará la rotura inminente de los miembros estructurales.

Al hablar de un edificio sismorresistente no siempre se basa únicamente en impedir que la estructura colapse, además de esto y más importante, es preservar la supervivencia de sus habitantes, por lo tanto el tema de la rotura plástica de la edificación debe ser diseñada mediante el uso de secciones de rotura dúctil.

La normativas de diseño NEC ayudan al diseñador a elaborar de manera correcta la elaboración y construcción de una estructura, considerando las cargas muertas y vivas existentes en las mismas, así como también procesos de diseño implementados a lo largo de los años que abalan la veracidad de los documentos.

Al existir distintos tipos de conexiones, la norma AISC 358-16 cuenta con conexiones precalificadas para que el diseñador tome como base de cálculo, las conexiones semirrígidas al ser un caso complejo de diseño, el Ingeniero se predispone a crear y modificarla, mediante el diseño de pernos y soldaduras en los elementos estructurales, todo basándose en el método ASD o resistencias admisibles.

ANTECEDENTES

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

En el Ecuador, las técnicas de construcción para edificaciones se han basado principalmente en la utilización del hormigón como material estructural. En la actualidad la tendencia ha ido cambiando al uso de construcciones mixtas utilizando el acero como material estructural con losas y mampostería de cemento, esto dada sus ventajas en peso, costos y facilidad para el montaje, sobre todo en diseños arquitectónicos complejos.

En el diseño de una edificación, uno de los factores críticos que deben tomarse en cuenta, ya que afecta el costo y la seguridad de la estructura, es el diseño de sus conexiones. Para el ingeniero mecánico diseñador de estructuras de acero es tan importante optimizar los perfiles a emplear como unirlos adecuadamente para que el conjunto trabaje armoniosamente. No hay estructura segura si las uniones no funcionan apropiadamente.

El Instituto Americano de Construcción en Acero, AISC determinó que las conexiones que fueron modeladas y montadas rígidamente (conexiones soldadas) carecen de la ductilidad necesaria para resistir la fuerza sísmica. Esto pone en un primer plano a las conexiones semirrígidas y flexibles, que presentan una menor rigidez y una buena capacidad al giro, por tal motivo este tipo de conexiones es el más adecuado para implementar en estructuras a construirse en el Ecuador puesto que el país presenta un riesgo sísmico muy elevado [1].

El comportamiento de las conexiones es sumamente complejo puesto que supone la resolución de un problema hiperestático de distribución de solicitaciones en la conexión. Para resolver una conexión semirrígida analíticamente se deben simplificar ciertos momentos flectores, esto conlleva a que el comportamiento real de la conexión sea ligeramente distinto al comportamiento calculado, es por este motivo que la propuesta de investigación es simular el comportamiento de conexiones semirrígidas al variar su geometría y componentes mediante un análisis de elementos finitos (FEA) determinando de manera más exacta las deflexiones que puedan ocurrir y buscando también reducir costos de construcción.

A partir de este problema descrito, nace el propósito de la investigación:

Determinar mediante el análisis de elementos finitos de una manera realista el comportamiento estructural que tiene lugar en la conexión viga – columna semirrígida sometida a flexión

JUSTIFICACIÓN DEL PROYECTO

Para el estudio numérico se hará uso de programas donde se simulará el comportamiento de una conexión semirrígida sometida a flexión, obteniendo resultados casi exactos de lo que sucede con la deflexión y desplazamientos de celdas ocurridas al aplicar una o varias cargas en la conexión. Comparando los resultados analíticos y numéricos se podrá determinar el comportamiento de la conexión sin necesidad de realizar la construcción tangible de esta.

La ventaja de la utilización de programas de simulación es que brinda la posibilidad de realizar variaciones en la geometría de la viga, la columna, los ángulos y pernos que componen la conexión presente en el estudio. Así se podrá obtener resultados fiables sin la necesidad de realizar la construcción de varias conexiones viga – columna. Lo cual reduce considerablemente el presupuesto destinado para realizar el presente análisis.

Finalmente, este estudio tratará de aportar el procedimiento de cálculo analítico para determinar las deflexiones permisibles en el caso de estudio, además se solventará con una técnica numérica utilizando FEA.

OBJETIVOS

Objetivo general

Evaluar del comportamiento estructural de conexiones semirrígidas unión viga - columna sometida a flexión mediante el análisis por elementos finitos.

Objetivos específicos

- Diseñar un pórtico plano para uso de vivienda de cinco niveles y cuatro tramos sometido a efectos de cargas de gravedad y sísmicas utilizando los

requerimientos establecidos en especificación AISC 360-10 y norma NEC-2014.

- Diseñar la conexión semirrígida de la unión viga columna interna y de borde más desfavorable según los criterios establecidos en la especificación y normativa aplicada.
- Revisar el diseño de la conexión semirrígida mediante el uso de herramienta computacional con el empleo de elementos finitos.
- Analizar el comportamiento del diseño de la conexión semirrígida con los resultados de la simulación estructural.

CAPÍTULO I

FUNDAMENTOS TEÓRICOS PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE PÓRTICOS Y CONEXIONES

1.1 Acero como material estructural para el empleo en edificaciones estructurales o metálicas.

El acero como material estructural es utilizado para edificaciones por sus numerosas ventajas en el campo de la construcción, como lo es una alta resistencia, ligereza relativa y fácil empleo en obra. Además de lo anteriormente mencionado, las estructuras de acero presentan las siguientes ventajas en comparación con las edificaciones construidas en concreto:

- **Resistencia elevada:** el acero al poseer una resistencia elevada implica que el peso total de las edificaciones será relativamente bajo si se compara con una construcción de concreto, esto es de gran importancia en edificios altos.
- **Uniforme:** el tiempo de vida de una estructura de acero es superior, es decir, sus características permanecen relativamente intactas.
- **Elástico:** en su comportamiento el acero cumple una función importante en el campo de las estructuras, como lo es la resistencia a esfuerzos elevados.
- **Durable:** el cuidado y correcto tratamiento de una edificación de acero mantienen sus instalaciones en un estado óptimo.
- **Dúctil:** la ductilidad de este material hace que resista deformaciones elevadas cuando se lo somete a escenarios de alta tensión mecánica. En diversos puntos del material estructural se forman esfuerzos concentrados, los cuales fluyen gracias a la ductilidad, de esta manera se descartan fisuras tempranas.
- **Tenaz:** se puede apreciar la tenacidad del acero al tener una alta resistencia al ser sometido a cargas elevadas sin presentar fallas, por lo tanto es versátil al momento de su fabricación y uso en obra ya que no presenta roturas ni fisuras facilitando su empleo en edificaciones.
- **Ampliaciones de estructuras:** los cimientos de edificaciones de acero son lo suficientemente resistentes para la implementación de otras estructuras relativamente pequeñas [2].

1.2 Perfiles de acero.

El proceso de laminado del acero como tal es económico y dota de facilidades al constructor en cuanto a diversos tipos de perfiles con distintos tamaños y apariencias, con la característica de no alterar sus cualidades estructurales, los denominados perfiles de acero tipo I, C o T se usan habitualmente en la industria. [2].

1.2.1 Perfiles abiertos utilizados en estructuras de acero

La sección transversal de los perfiles es la característica principal que nombran a los mismos. En el manual de la AISC se tratan cuatro tipos de miembros en forma de H (o en forma de I) y estos son:

- Formas en W, que tienen superficies de brida interior y exterior esencialmente paralelas.



Figura 1. Perfil en Forma W

- Formas M, que son miembros en forma de H no se encuentran establecidos en normas. Las formas M poseen una cara de brida interior inclinada o a su vez propiedades de sección transversal que no se designan para diversas formas.



Figura 2. Perfil en Forma M

- Perfiles en S, se los conoce en el mercado con el nombre de vigas estándar americanas, poseen pendiente alrededor de $16 \frac{2}{3}\%$ (2 sobre 12) en las secciones del ala interior.



Figura 3. Perfil en Forma S

- Perfiles HP, su parecido con perfiles W es elevado pero el alma y bridas tienen el mismo espesor y la profundidad y el ancho del ala es prácticamente la determinada.



Figura 4. Perfil el Forma HP

1.2.2 Identificación de perfiles

Estas formas están designadas con el nombre W, M, S o HP, profundidad establecida (pulg.) y peso normado (lb / pie).

Es decir, un W24 × 55 tiene forma de W que tiene nominalmente 24 pulgadas de profundidad y pesa 55 lb / ft [3].

1.3 Estructuras metálicas más empleadas en el Ecuador.

Las estructuras metálicas más comunes en el Ecuador se diferencian por el tipo de perfil de acero con el cual están construidas, existen tres grupos que sobresalen que se describen a continuación.

1.4 Vigas y columnas en celosía

Es una estructura metálica también llamada armadura que posee una estructura reticular con sujeción hacia elementos rectos interconectados, en su forma de construcción se observa que se forman triángulos con uniones rígidas o articuladas.

Al buscar grandes extensiones de luces en las estructuras esta opción es la que resulta más económica para el ingeniero, este tipo de estructura es ideal para galpones, fábricas, bodegas en general [4].

1.4.1 Ventajas de los miembros en celosía

- Instalación rápida en comparación con otros tipos de estructuras.
- El número de apoyos disminuye al ser utilizado para luces de grandes extensiones.
- Relativamente económica.
- El peso disminuye considerablemente.

1.4.2 Desventajas de los miembros en celosía

- El porcentaje de falla en alguno de sus elementos ya sea nudos o uniones es alto.
- No es tan versátil en el terminado final, no suele combinar con acabados especiales.
- En grandes extensiones de estructura ocupan gran espacio, siendo este caso muy recurrente.
- Incurren en gran cantidad de elementos para incrementar la resistencia.
- Requiere de un tiempo prolongado para fabricar los miembros.

1.5 Vigas y columnas de alma llena con perfiles

Este tipo de estructuras están conformadas por dimensiones ajustadas principalmente de elementos con un proceso de laminado en caliente muy comunes [4].

1.5.1 Ventajas y desventajas de los elementos de alma llena

- Ahorro de espacio debido a sus secciones de los miembros resistentes significativamente menores.
- Montaje de estructura rápido, lo cual conlleva a una obra terminada en menor tiempo.
- Visualmente ofrece un diseño estructural atractivo al tener homogeneidad en sus materiales.
- Control de calidad relativamente fácil al ser bastante visible cada sección.
- Las uniones de los miembros otorgan a la estructura un porcentaje menor de fallas.
- Los perfiles laminados tienden a tener un costo mayor, lo cual su valor en el mercado aumenta por cada kilogramo de peso del perfil.
- Diseño estructural poco compatible con materiales de acabado.
- La variedad de los perfiles puede resultar problemática en el diseño.

1.6 Miembros de alma llena armados

Los elementos con los cuales se construyen este tipo de estructuras son conformados por medio de láminas, tienen características pequeñas en su longitud y personalizadas con lo que respecta a la soldabilidad que requiera el diseño o la construcción como tal, este tipo de estructura tiene secciones compactas [4].

1.6.1 Ventajas y desventajas de los elementos de alma llena armados

- Tipo de estructura económica en comparación con perfiles laminados.
- Espacio aprovechado muy bueno debido a sus secciones resistentes menores.
- Mayor variedad de combinación con elementos de acabado de estructura.
- Puesta a punto de estructura rápido.
- La soldabilidad aumentara el tiempo del control de calidad.
- Los miembros resistentes requieren de más tiempo de construcción.
- Zonas de falla mayores por el tipo de unión de los miembros resistentes.

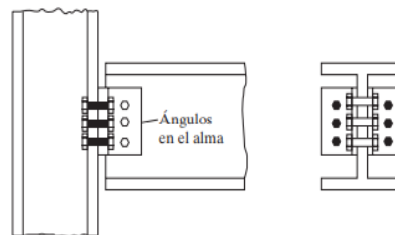
1.7 Tipos de conexiones que se utilizan en las estructuras metálicas.

Según la AISC en la especificación (B3.6) clasifica a las conexiones analizando la magnitud de restricción, de tal manera que existen las llamadas conexiones completamente restringidas (tipo FR) y también parcialmente restringidas (tipo PR) [2].

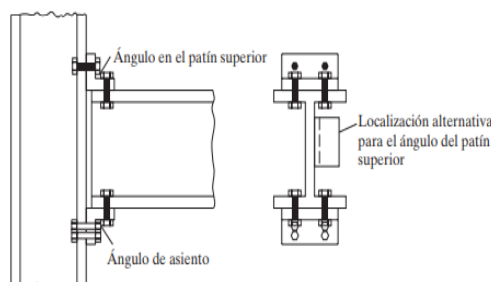
1.7.1 Conexiones simples (tipo PR)

Otorgan características de flexibilidad a los extremos de las vigas, es decir, la viga gira hacia abajo cuando está cargada en otras palabras, como una viga simplemente apoyada tiene resistencia al momento, lo que significa que resisten únicamente fuerza cortante.

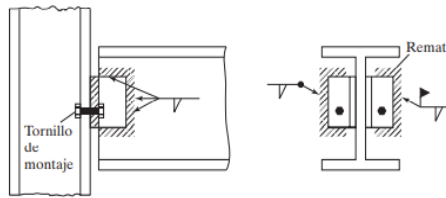
Al observar la figura 5 de conexiones simples se aprecia conexiones en su totalidad atornillada o soldada, pero en el caso de la estructura ya montada se emplea dos maneras distintas de sujeción para la junta tratada, es decir, se emplea por el constructor el método de soldar los ángulos con alma en fábrica y atornillarla a la columna en sitio [2].



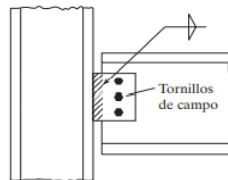
a) Junta simple



b) Junta simple de asiento



c) Junta sencilla



d) Junta sencilla a cortante

Figura 5. Juntas sencillas. Tienden a posicionarse con dirección a la sección de la parte superior de la viga [2]

1.7.2 Conexiones semirrígidas

Las uniones construidas en acero se caracterizan por tener una rigidez finita, por lo tanto, en la variedad de uniones todas se pueden nombrar como semirrígidas. El fabricante al suponer que las uniones son diseñadas como articuladas o rígidas automáticamente reduce su análisis y diseño, de esta manera se desprecia el verdadero comportamiento de la unión.

En la figura 6 se observan esquemas de momentos para vigas con cargas uniformemente repartidas en las que varía la rigidez, lo cual demuestra que sus respectivos momentos máximos varían según el tipo de conexión.

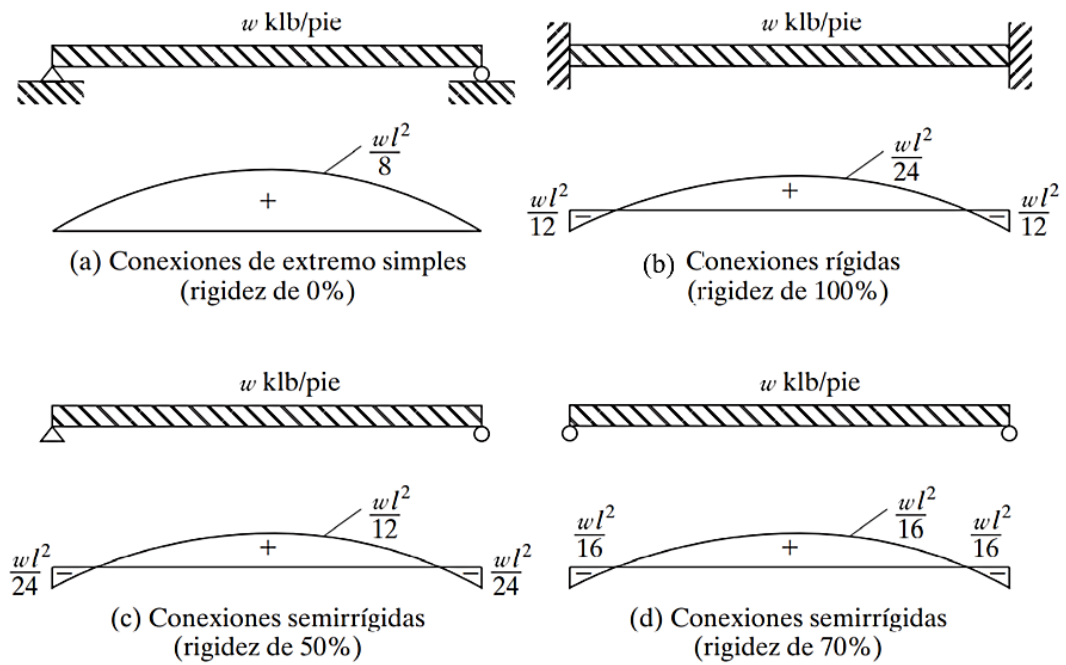


Figura 6. Tipos de conexiones. Conexiones con la generación de momento [2].

En la parte d se muestra un ejemplo claro donde el momento máximo representa tan solo el 50 % de la parte a y el 75% de la parte b, el diseñador por lo general al calcular se aprovecha muy poco las reducciones de momentos posibles.

En la figura 3 se muestran conexiones semirrígidas comunes o (tipo PR), las cuales proporcionan una resistencia por momento significativa, en la parte (a) al prolongar hacia arriba y se instala más tornillos a la conexión con placa de extremo se incrementa la resistencia por momento.

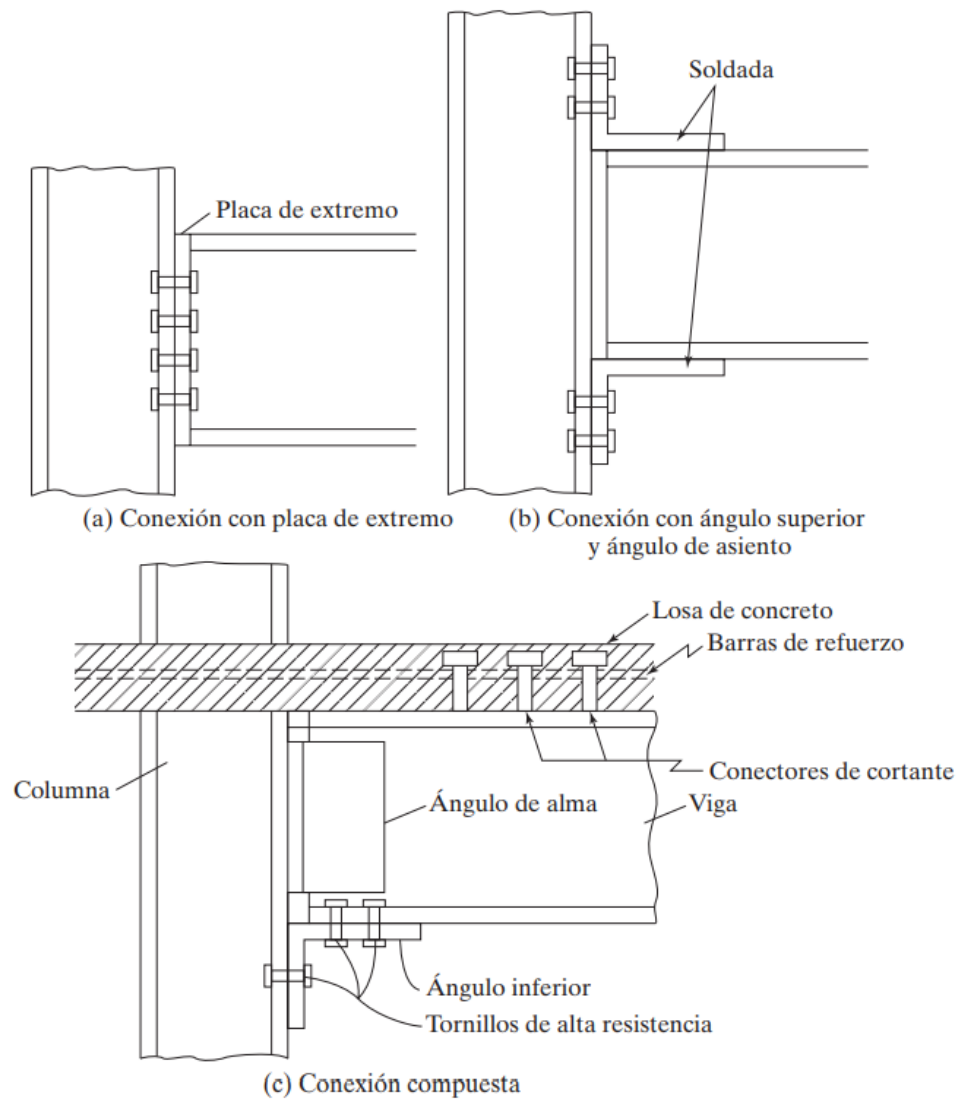


Figura 3: Conexiones semirrígidas o de momento flexible. En la AISC se presentan otras clases [2].

Al observar la parte (c) se aprecia una conexión semirrígida la cual rinde lo suficiente en suelos compuestos de acero y concreto, al colocar barras de esfuerzo en la loseta en la parte superior de la viga y por el ala del de asiento se proporciona la resistencia por momento.

Los diseñadores al implementar una restricción en las conexiones de aproximadamente 60 y 75 por ciento está creciendo con el pasar del tiempo, diversos análisis y estudios podrían determinar el porcentaje idóneo para cada tipo de conexión, de esta manera se obtendrá mejores diseños y por consiguiente el uso de las conexiones semirrígidas aumentará [2].

1.7.3 Conexiones rígidas

Esta clase juntas impiden movimiento rotacionales en las secciones de la viga, de tal manera que trasladan el 99% del momento a su respectivo empotramiento, en edificios de numerosos pisos este tipo de conexión es idónea debido a que se necesita resistencia al viento.

En la figura 4 se puede apreciar varias conexiones tipo FR que necesitan atiesadores para que la resistencia a la rotación mejore, en la parte (d) el tipo de conexión es muy común entre los diseñadores y fabricantes, por otro lado, en la parte e, la conexión con placa en el extremo es muy reciente y ha sido utilizada con frecuencia.

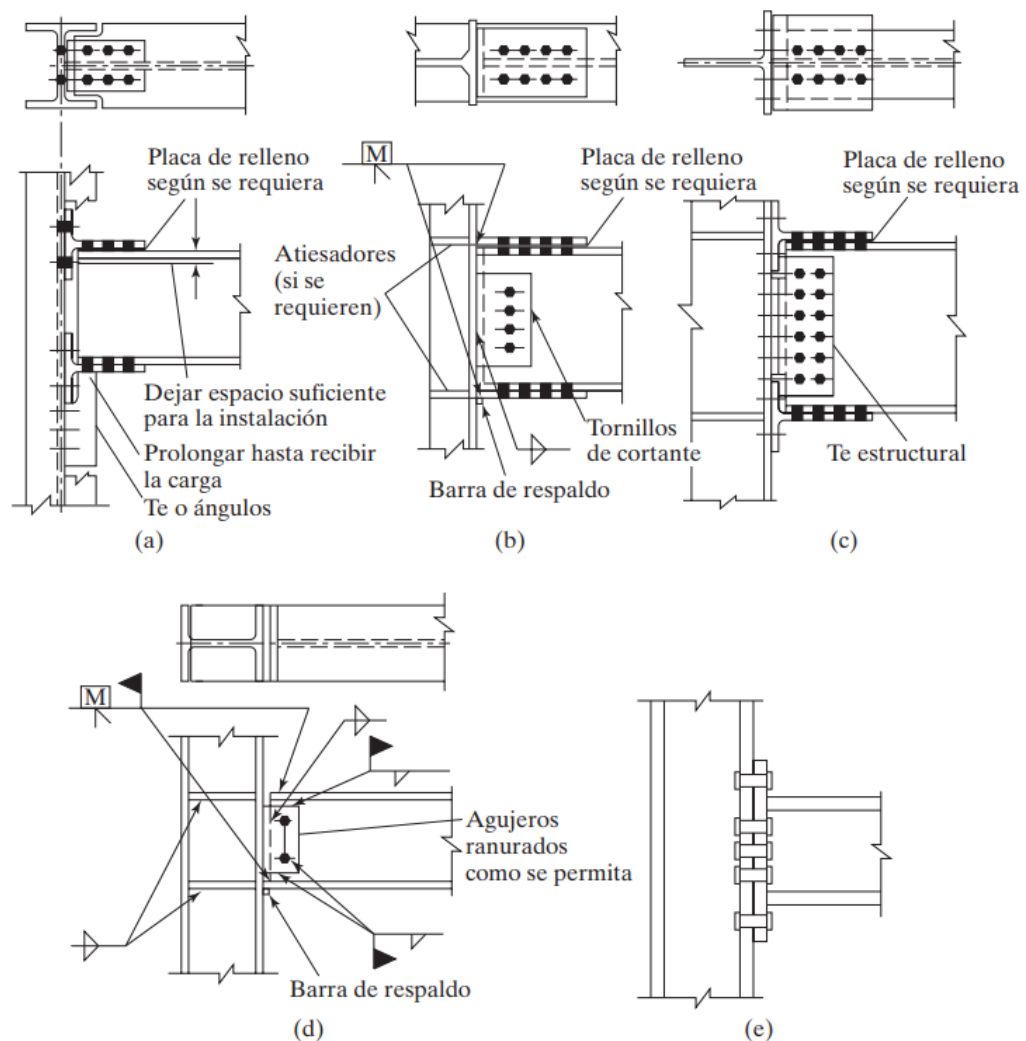


Figura 4: Conexiones resistentes a momento, tipos de conexiones y sus especificaciones [2].

En la parte a y c se observa el uso de placas de relleno, se traduce al uso para el ajuste de las conexiones, se las conoce también como soleras delgadas de acero, existen convencionales o de dedos las cuales se montan con los pernos atravesándolas [2].

La presente investigación al enfocarse en las conexiones semirrígidas mostradas en la figura 3, se observa en la tabla 1 distintos factores para la elección de la conexión que será estudiada, analizada y diseñada.

Tabla 1. Factores determinantes de los tipos de conexiones semirrígidas

Factor	Conexión con		
	Conexión con placa de extremo	ángulo superior y ángulo de asiento	Conexión compuesta
Fabricación	Fácil fabricación por su reducido número de elementos estructurales	Tiempo de fabricación alto al tener que diseñar los ángulos.	Se requiere un tiempo más largo de fabricación.
Montaje	Reducido tiempo de montaje al ser una conexión apernada, no requiere de supervisión	Montaje complejo al tener varios elementos estructurales, requiere de más personal.	Su montaje requiere de personal especializado
Costo	Costos bajos de producción.	Se incrementa el costo al tener que diseñar partes de la conexión como los ángulos.	Para su montaje se emplea un periodo largo de tiempo, con supervisores calificados, evaluando el comportamiento de la conexión.

Resistencia	Alta resistencia a momento.	Alta resistencia momento.	Alta resistencia momento.
--------------------	--------------------------------	------------------------------	------------------------------

Información detallada de factores importantes de las conexiones semirrígidas [2].

Al analizar los breves datos de la tabla 1 para la investigación en curso se seleccionó la conexión con placa de extremo, si bien todas las conexiones presentan sus ventajas y cumplen con su objetivo, por su simplicidad de montaje fabricación y bajo costo, la conexión con placa de extremo cumple con eficiencia su función en edificios de uso residencial, al mismo tiempo que dicha conexión se ha vuelto popular por su confiabilidad.

1.7.4 Conexiones apernadas

La construcción de edificaciones de acero con el uso de conexiones apernadas tiene ventajas tales como, tiempo corto de fabricación, reducido personal de trabajo en comparación con conexiones que requieren soldadura. Las conexiones dan una gran ventaja económica ya que se reduce e incluso se evita la contratación de mano de obra especializada y costosa a pesar de que comprar un perno de elevada resistencia es relativamente elevado [2].

Los elementos cuya finalidad es establecer una conexión entre dos o más cuerpos se los conoce como tornillos o pernos, tienen la cabeza en forma de cuadrado o hexágono, formado por una parte cilíndrica con rosca superficial cuya función es servir de conexión en conjunto con tuercas o rodela para ajustar los cuerpos [5].

En estructuras de acero se emplean pernos hexagonales normalizados como se aprecia en la figura 7 ya que gracias a sus cabezas hexagonales estos pernos requieren un menor desplazamiento de las herramientas para su ajuste, por lo tanto, son más fáciles de ajustar. Las tuercas también pueden ser cuadradas o hexagonales [5].

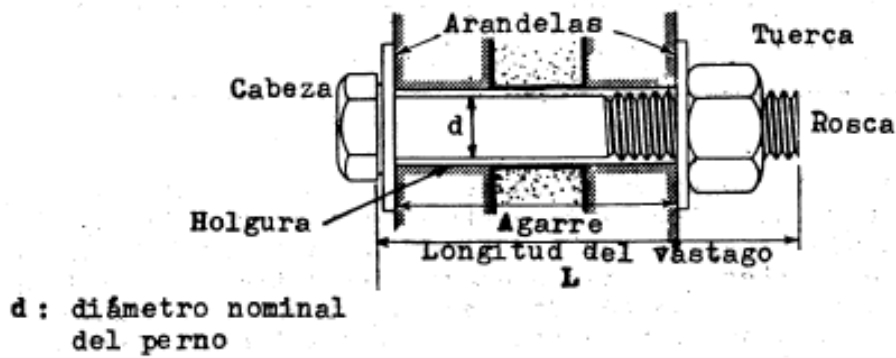


Figura 7. Perno de cabeza hexagonal. Partes del perno con cabeza hexagonal [5].

Según sus características mecánicas, los pernos se clasifican en los siguientes grados:

- **Tornillos A307:** el diseño suele ser con cabezas y tuercas en forma de cuadrado para que su valor económico disminuya, debido a que en su proceso de fabricación se admiten altas tolerancias en la parte cilíndrica y en las medidas de cuerda. Se utilizan en edificaciones no tan exigentes con cargas bajas y en miembros secundarios [2].



Figura 8. Tornillo A307 [6].

- **Pernos de alta resistencia:** su construcción es de aceros aleados y aceros al carbono con tratamientos térmicos de templado y revenido, poseen propiedades que favorecen la resistencia a la tensión el doble en comparación con pernos comunes y se dividen en dos tipos básicos, A325 y A490.

Tienen un uso específico en la industria de la construcción, como se aprecia un esquema en la figura 9, con campos de aplicación en juntas de pórticos de edificios, puentes, armaduras de techo y galpones [5].

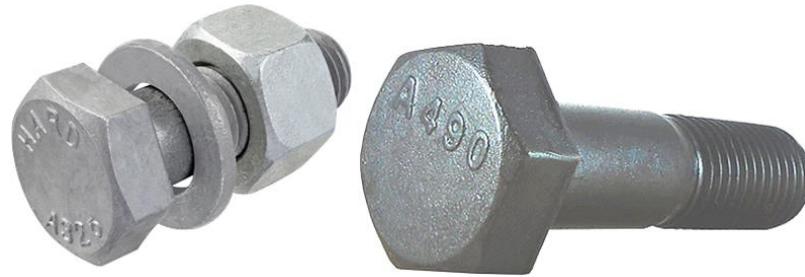


Figura 9. Pernos A490 [6].

1.7.5 Conexiones a fricción y aplastamiento

Al poner en completa tensión a los pernos de la conexión, los componentes de la conexión se entrelazan con mayor fuerza, con esto se consigue una elevada oposición para recorrer el área de fricción [2].

1.7.6 Tipos de juntas

El esquema que se presenta en la figura 10, es empleada para conexiones de poca exigencia, al ser construida se debe colocar mínimo dos líneas de pernos paralelamente a la dimensión del cuerpo para reducir cualquier problema de flexión [2].

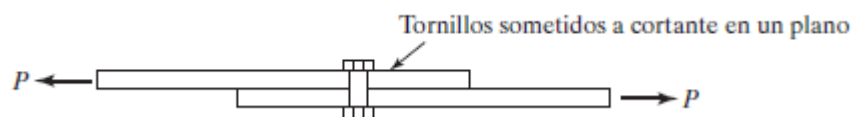


Figura 10. Junta traslapada [2].

Por otro lado, una junta a tope de la figura 11 se forma cuando se conectan tres secciones. Las secciones se adaptan a los pernos y se crea el cortante doble [2].

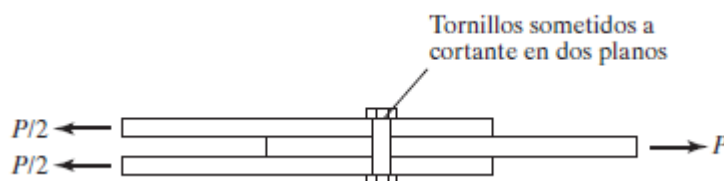


Figura 11. Junta a tope [2].

1.7.7 Distancias de separación a los pernos

Al hablar de tornillos en placas o ángulos es importante mencionar elementos importantes que concierne el diseño de una conexión atornillada como lo son el paso, gramil, distancia al borde y la distancia entre tornillos como se presenta en la figura 12 [2].

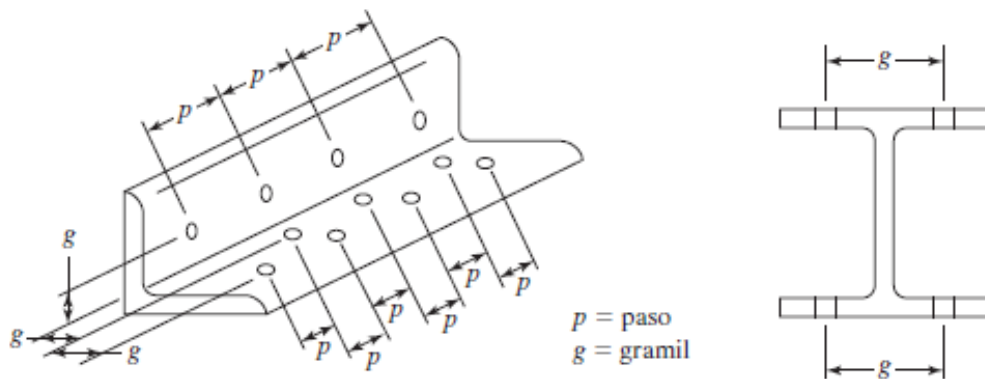


Figura 12. Detalle de agujeros en una placa o ángulo emperrada. Se presenta el espacio a bordes de pernos [2].

1.8 Condiciones de diseño y normativas construcción

Las normas o códigos fueron creadas para servir al diseñador como guía, aun si este tiene construcciones que lo respaldan en su fiabilidad, dichas normas especifican cargas, esfuerzos, clases de construcción, confiabilidad de los materiales, entre otros.

Las especificaciones de la AISC son las que gobiernan en todos los códigos de cada región en lo que se refiere a edificaciones de acero.

En el Ecuador se utilizan las especificaciones y normativas INEN, las normativas nacionales de la Construcción de agosto de 1979, apartado uno especifica características usuales de construcción [7].

1.9 Métodos de diseño

El diseño estructural de una edificación de acero debe contener análisis basados en esfuerzos permisibles mediante el método llamado ASD, esto significa que las exigencias no excedan lo solicitado del propio elemento, por medio de una estimación

de cargas se procede al diseño de miembros (columnas, vigas, correas), tomando en cuenta también la fluencia del material.

Por otro lado, el método LRFD estipula el incremento de cargas de viento y sísmicas cuando actúan por su cuenta o en una composición de cargas [7].

1.9.1 Método LRFD

Su procedimiento se basa en módulos de carga y resistencia, estos módulos de seguridad llevan al cálculo de la estructura a su estado límite que puede ser en resistencia o en servicio [7].

1.9.2 Método ASD

Su análisis se basa en el diseño por esfuerzos permisibles, se producen combinaciones de cargas para cada miembro de la edificación o estructura, de esta manera se sobreestima el diseño para obtener una carga máxima y por consiguiente no superar los valores permisibles. En el caso del acero estructural el esfuerzo de fluencia es de $0,6 F_y$ y $0,66F_y$ [7].

1.10 Tipos de cargas.

El diseño de estructuras metálicas requiere de un análisis exhaustivo de estimación de cargas y sus combinaciones en un momento determinado, existen situaciones más desfavorables que otras en las que se encuentran las distintas estructuras, como, por ejemplo, un puente con lluvia y fuertes, además el peso de los autos o camiones o a su vez una situación más cómoda para el mismo, como lo sería un simple día de sol y un tráfico fluido. Según cuan prolongada sea la aplicación de la carga o su naturaleza las cargas se las puede clasificar de la siguiente manera.

1.10.1 Cargas muertas

Al hablar de cargas de muertas, se toma en cuenta el peso de la estructura misma, se denominan cargas permanentes o constantes en un determinado lugar, cuando el ingeniero diseña la estructura realiza un análisis estructural, en el cual estima los respectivos pesos de cada miembro de la estructura, así como cargas muertas existentes, posteriormente los pesos estimados se relacionan con el diseño real, si los

resultados arrojan una diferencia considerable el análisis estimado debe ser más preciso [2].

En la tabla 2 se observa información relacionada con la carga muerta de materiales más utilizados en el diseño estructural, en donde materiales característicos tales como el concreto o el acero se presenta valores de su peso específico.

Tabla 2. Cargas muertas de materiales.

Cargas muertas de materiales comunes	
Hormigón	150 lb/pie ³
Acero	490 lb/pie ³
Hormigón simple	145 lb/pie ³
Suelo tipo madera (7/8 plg)	4 lb/pie ²
Suelos tipo madera dobles de 2 x 12 x 16 plg	7 lb/pie ²

Detalle de cargas muertas de materiales más utilizados en el mercado [2].

1.10.2 Cargas vivas

Se conocen como cargas vivas aquellas que son independientes y se mueven por si solas, las cargas vivas son variables en magnitud y lugar en el que se aplica, son cargas vías, por ejemplo, gente, muebles, etc. A continuación, se presenta distintos tipos de cargas vivas que presenta el manual ASCE.

- Cargas de piso: las cargas por gravedad empleadas en el diseño de la estructura son variables dependiendo la zona en la que se construyen, al momento de diseñar el ingeniero debe tomar en cuenta y estar seguro de que sus diseños se relacionen con los valores estipulados en códigos establecidos en la ASCE en la tabla 3.

Tabla 3. Cargas vivas en edificaciones

Estructuras	Carga viva (lb/pie²)
Departamentos	
Recámaras	40
Salas grandes	100

Lugáres de venta de comida	100
Garajes	40
Centros de acondicionamiento físico	100
Escuelas	
Salones	40
Pasillo piso uno	100
Pasillos a desnivel	80

Valores de cargas vivas más utilizadas [2].

También existen las cargas concentradas más utilizadas tomas del manual ASCE, las cuales se emplean en pisos o techos en condiciones más críticas, con lo cual, según el código estas cargas se aplican para áreas de 6.25 pie² [2].

- Impacto: al producirse movimientos o vibraciones de las llamadas cargas móviles se originan las cargas de impacto, un claro ejemplo es el funcionamiento de un ascensor, objetos en movimiento en el piso de un edificio, etc. La fuerza del movimiento es un factor para que la carga de impacto sea mayor o menor.
- Otras cargas vivas: en una estructura se pueden originar una variedad de cargas vivas como, por ejemplo:
- Las presiones del suelo, que pueden ser laterales en muros causadas por presiones de la tierra.
- Las cargas de explosiones [2].

1.10.3 Cargas ambientales

El medio ambiente mediante fenómenos que ocurren naturalmente ya sea lluvia, vientos fuertes, nieve en determinadas localidades o particularmente sismos hablando de edificios, causan las denominadas cargas ambientales, las mismas que son variables con el tiempo.

A continuación, se detalla algunas de las más importantes cargas ambientales que se presentan en estructuras.

- Lluvia: en los denominados techos horizontales sin pendiente, en estructuras localizadas en climas cálidos, la lluvia es un problema muy a tener en cuenta por el diseñador, ya que la lluvia se acumula de una manera acelerada con lo cual se produce el llamado encharcamiento, esta carga a medida que aumenta provoca una deflexión en el techo que crece paulatinamente. El encharcamiento es un problema que el proyectista debe tomar en cuenta en un análisis exhaustivo para optimizar el diseño de la estructura o edificación.

Se recomienda incluir en el diseño estructural específicamente en el techo una inclinación o pendiente de mínimo 1/4 plg/pie, con esta condición adicionando un sistema de drenaje supondrá una solución contra este tipo de carga. Por otro lado, el viento juega un papel muy importante en relación con la lluvia, ya que una tormenta arrastraría todo a su paso, causando de esta manera un aumento de la carga por lb/plg² en el extremo de la estructura, con lo cual, una recomendación para este suceso son los imbornales que tienen por objeto evacuar el agua hacia afuera por medio de aberturas laterales en los muros.

- Cargas de viento: la zona geográfica en la cual una estructura está localizada, va a determinar en gran medida la fuerza de esta carga, la altura de la edificación, el suelo, las construcciones cercanas, son otros factores que influirán en cuan alta es esta carga. Es recomendable tomar en cuenta un análisis profundo de las cargas de viento cuando la altura de la estructura sea más del doble que sus dimensiones laterales, así también este factor se vuelve más importante si la edificación se encuentra en zonas con altas velocidades del viento como lo son las zonas costeras o montañosas.

Definiendo los términos barlovento, como la parte de cara al viento, es decir, de donde viene el viento y por otro lado, sotavento la parte opuesta, es decir, hacia donde se dirige el viento, se determina que las cargas de los viento actúan a barlovento de una manera de presión en superficies o áreas verticales, como succiones en inclinadas y también como succiones en superficies planas a sotavento.

- Cargas sísmicas: con el pasar de los años una edificación o estructura diseñada de tal manera que resista las cargas sísmicas resulta considerablemente económica, por otro lado, una edificación ya existente que sea sujeta a una

remodelación para ser resistente a las cargas en cuestión es una inversión extremadamente alta.

En el momento de un sismo ocurre el fenómeno denominado como aceleración de la superficie, de esta manera se crean fuerzas horizontales y verticales, las fuerzas horizontales se tienen muy en cuenta al ser las mayores causantes de las catástrofes, para cubrir este punto del análisis el diseñador incluye en el proyecto un estudio de estas cargas como uniformes y estática en cada nivel de la estructura mediante fórmulas existentes que relacionan la masa de la estructura, rigidez y posición.

El análisis mediante cargas uniformes estáticas es válido para estructuras o edificaciones regulares y de un tamaño menor, sin embargo, al hablar de edificaciones de gran altura y de formas irregulares se debe emplear un estudio rigurosamente dinámico.

Debido al llamado "efecto latigazo" los pisos más altos de una edificación son los que se llevan las peores consecuencias de un sismo, esto explica que las fuerzas que se originan por la aceleración horizontal antes mencionadas aumentan con la distancia en la superficie del terreno.

Cuando se habla de cargas sísmicas aparece el termino "deriva" que trata del desplazamiento de un nivel de una edificación en comparación con su respectivo nivel superior o inferior, el diseñador en su estudio debe incluir una intensidad cercana a sus límites máximos por lo que tendrá relación con adicionar resistencia, rigidez a la edificación [2].

1.10.4 Combinación de cargas

Existe combinaciones de carga en lo que se refiere al método LRFD y el ASD, el presente trabajo se basa en el segundo método, por lo tanto, en la parte 2 del manual de acero presenta combinaciones de carga que se expresan de la siguiente manera.

1. D

1. $D+L$
2. $D+ (L_r \text{ o } S \text{ o } R)$
3. $D+0.75L+0.75(L_r \text{ o } S \text{ o } R)$
4. $D+(0.6W \text{ o } 0.7 E)$
6. (a) $D+0.75L+0.75(0.6W) + 0.75(L_r \text{ o } S \text{ o } R)$
 (b) $D+0.75L+0.75(0.7E) + 0.75(S)$
7. $0.6D+0.6W$
8. $0.6D+0.7E$

Como se aprecia en las fórmulas de combinaciones de cargas contienen factores, los cuales en el caso de la carga muerta suelen ser menores que los factores de la carga viva, esto se debe a que el diseñador puede estimar de las exigencias que su edificación lo requiera.

Según las especificaciones AISC recomienda las cargas máximas para el diseño de estructuras, el diseñador debe tener el conocimiento para despreciar o aumentar determinadas cargas que afecten al sistema [2].

CAPÍTULO II

DISEÑO Y ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL PORTICO PARA VIVIENDA DE 5 NIVELES Y 4 PLANTAS

2.1 Identificación de la estructura

La zona geográfica de la estructura será en la región Sierra del Ecuador, provincia de pichincha, cantón Quito, el área con la cual se cuenta para la construcción de esta estructura de acero es de 22 m en la parte frontal y 16 m de profundidad, la zona de referencia de construcción descrita anteriormente permite el análisis y diseño de la edificación al proporcionar tipos de suelo, zona sísmica que facilitará el cálculo estructural, en la figura 13 se observa una vista isométrica de la estructura realizada en el software Staad Pro.

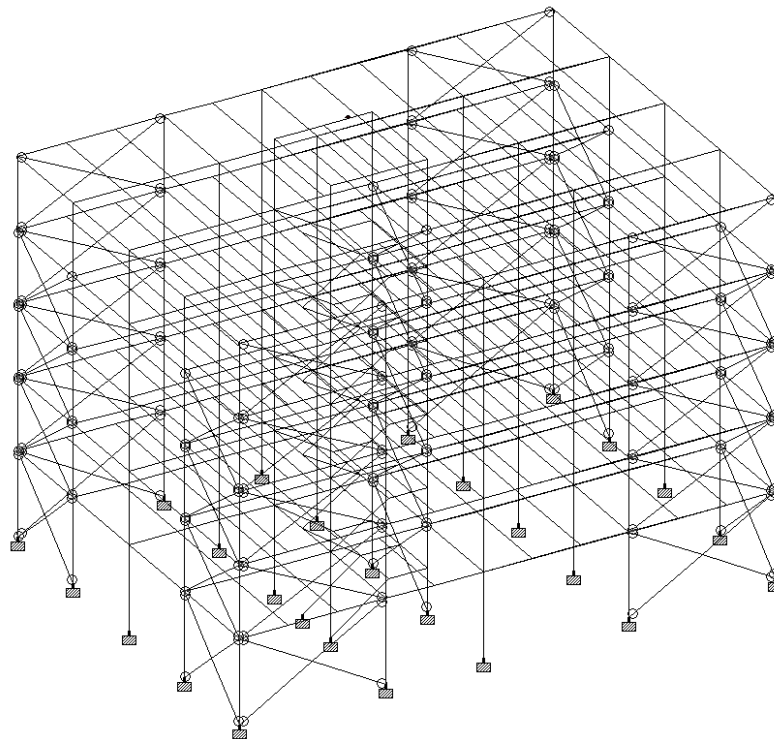


Figura 13. Vista isométrica de la estructura

Elaborado por: Jairo Cortez & Andrés Orellana

La estructura cuenta con 4 tramos y 5 niveles como se aprecia en la figura 14, la escalera se encuentra entre los pórticos 2 y 3 con lo cual la separación es de 4 m, el

resto de los tramos tienen una separación de 6 m con una altura de entrepiso de 3m a excepción de los cimientos que tiene una altura hasta el primer piso de 3.5 m.

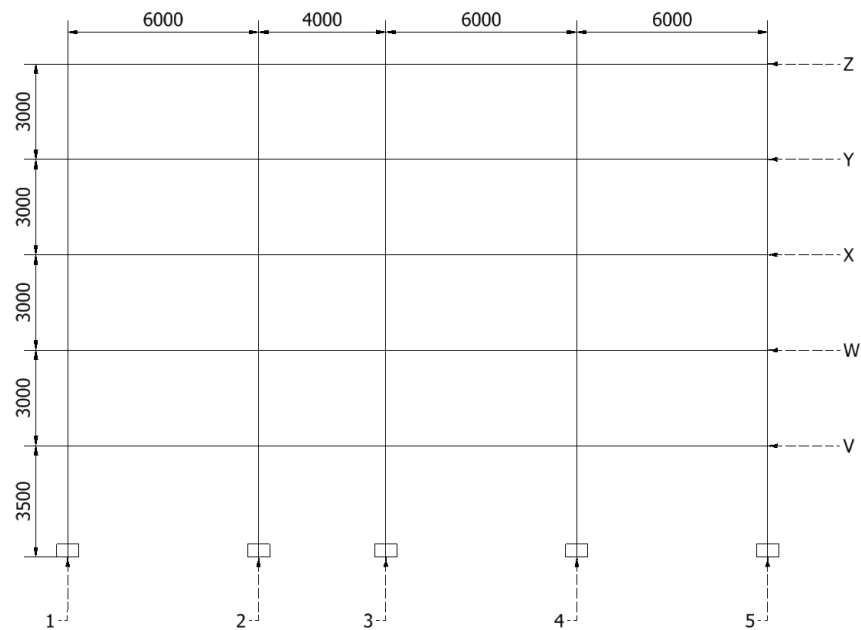


Figura 14. Vista frontal de la estructura

Elaborado por: Jairo Cortez & Andrés Orellana

En la parte lateral de la estructura el espaciamiento entre tramos por propósito de diseño y optimización se reduce a 4 metros al observa en la figura 15.

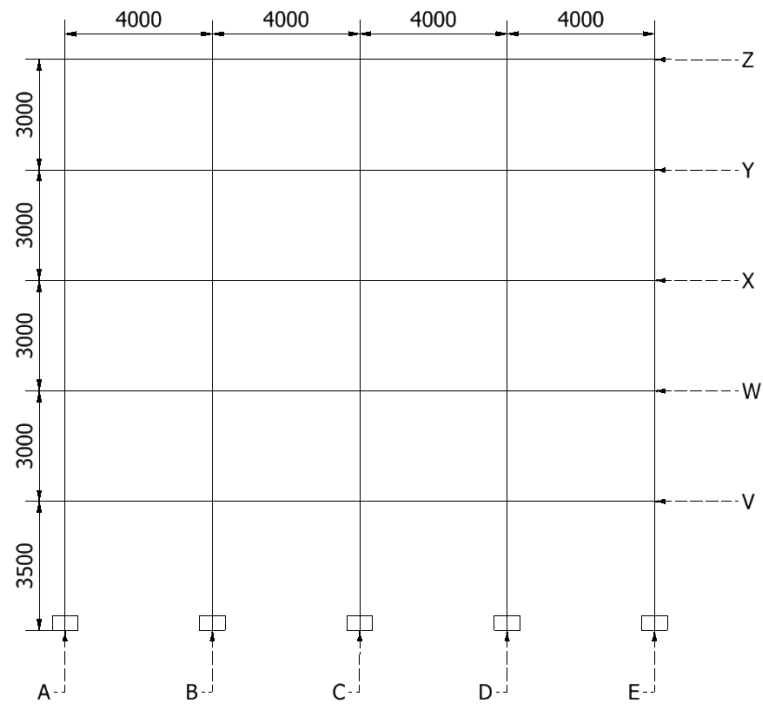


Figura 15. Vista lateral de la estructura

Elaborado por: Jairo Cortez & Andrés Orellana

Las escaleras de la edificación entre los pórticos c-b en la parte lateral y 2-3 en la parte frontal tienen un descanso de 1.6 m, de esta manera se aprovecha 2.4 m para la colocación de peldaños dimensionados para la comodidad de las personas las escaleras se muestran en la figura 16.

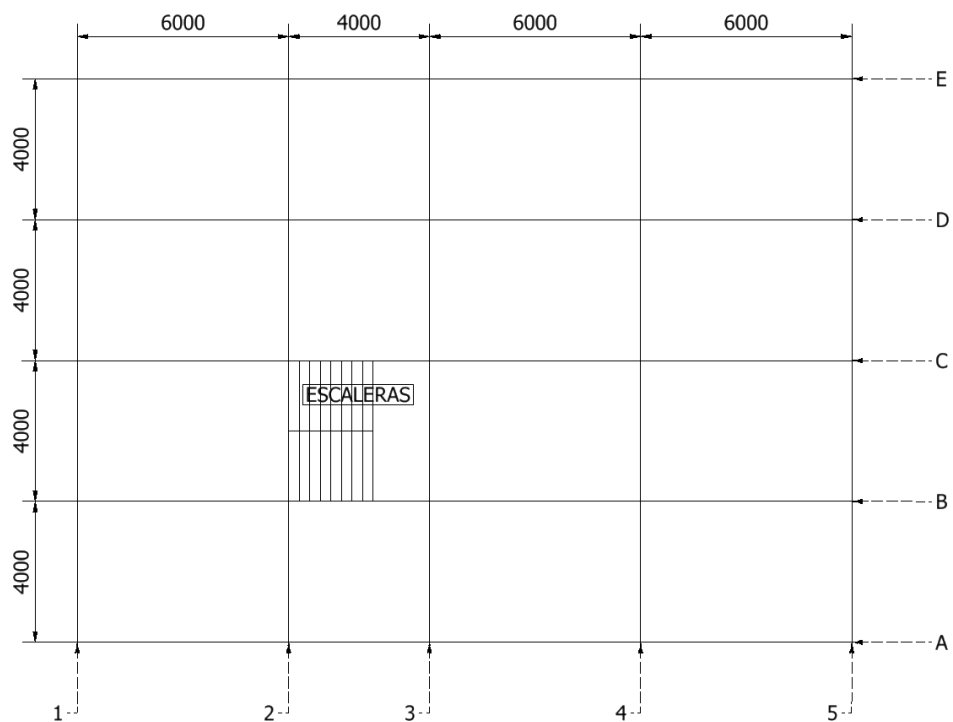


Figura 16. Imagen de planta de la estructura

Elaborado por: Jairo Cortez & Andrés Orellana

2.2 Cargas de la edificación

Mediante la norma NEC-SE-CG se determina para la estructura de acero las respectivas cargas permanentes o muertas, las variables que comprende las cargas vivas y sus combinaciones, por otro lado, las cargas accidentales tales como las cargas de sismo la norma NEC-SE-DS describe las mismas.

2.2.1 Cargas vivas

De acuerdo con las especificaciones de la norma ecuatorianas las exigencias vivas a considerarse serán las correspondientes a residencias indicadas en el apartado 4.2 tabla 9, como se aprecia en la tabla 4 cada piso tiene su carga correspondiente.

Tabla 4. Cargas vivas para la edificación

Piso	Carga viva [kg/m²]
1	200
2	200
3	160
4	160
5	60

Elaborado por: Jairo Cortez & Andrés Orellana

2.2.2 Cargas muertas

Para la estructura a analizar se tomó en cuenta elementos estructurales y no estructurales como cables, peso propio porcelanato, paredes, etc.

Para ejecutar el pre-diseño y elección de elementos estructurales se adoptó valores tabulados en la NEC-SE-CG de cargas muertas, además se consideró el peso propio del hormigón de 100 mm de espesor con el material que se utilizara llamado METALDECK de 0.75 mm de espesor, el valor de la carga muerta para esta edificación se muestra en la tabla 5 descrita a continuación.

Al determinara todas las cargas muertas para la estructura se verifica el total para proceder al cálculo de perfiles.

Tabla 5. Valores de carga muerta para la estructura para los niveles del 1 al 5.

Carga muerta	Peso [kg/m²]
Metaldeck	7.50
Hormigón	240
Cerámica de piso	25
Mampostería	155
Cielo raso	16.50
Total	444

Elaborado por: Jairo Cortez & Andrés Orellana

La carga muerta de techo es menor debido a la poca cerámica de piso, mampostería con lo cual en la tabla 6 se presenta los valores para el quinto piso.

Tabla 6. Valores de carga muerta para el quinto nivel

Carga muerta	Peso [kg/m²]
Metaldeck	7.50
Hormigón	192
Cerámica de piso	23
Cielo raso	16.50
Total	239

Elaborado por: Jairo Cortez & Andrés Orellana

2.2.3 Cargas accidentales

El peligro sísmico se puede explicar como la posibilidad de que los movimientos del suelo sobrepasen los parámetros de velocidad, aceleración, magnitud, desplazamiento e intensidad a los normalmente establecidos dentro de una región y período de tiempo determinados [8].

2.2.3.1 Pórtico especial sismo resistente

Es una edificación formada por vigas y columnas, que resiste combinaciones de cargas resultantes del peso propio de la estructura y por la actividad sísmica de la región, es importante que tanto el pórtico como las conexiones viga-columna internas y externas sean diseñados con la suficiente capacidad de deformación para que puedan soportar dichas cargas [1].

2.2.3.2 Diseño de sismo

Suceso donde se presenta un sismo con la posibilidad en un 10% de ser sobrepasado en cincuenta años, esta probabilidad se delimita mediante el estudio detallado de la peligrosidad sísmica de la localidad donde se ubicará la estructura con la ayuda del mapa de peligro sísmico además del acelerograma de la ciudad que muestra los factores geológicos y ambientales [1] .

2.2.3.3 Resistencia sobredimensionada

Se lleva a cabo en las conexiones plásticas muestra valores de resistencia, que sobrepasan los ordinarios delimitados. Los componentes de la sobre resistencia consideran esencialmente la fluencia especificada y la fluencia real que difieren entre sí y el endurecimiento causado por la distorsión del material [1].

2.2.3.4 Territorio de amenaza de sismo

El territorio nacional debido a ubicarse en el Cinturón de Fuego del Pacífico, se considera que su territorio presenta un riesgo sísmico alto y muy alto. El país se divide en 6 zonas sísmicas, definidas por el valor del factor de zona Z [1].

2.2.3.5 Factor de zona sísmica Z (factor)

El valor del factor Z indica la aceleración más elevada en la localidad para el sismo de diseño [1].

2.2.3.6 Zonificación sísmica de diseño

La ubicación donde se edificará la obra definirá una de las zonas sísmicas, determinada por el valor del factor Z, de en concordancia con el mapa expuesto en la Figura 17.

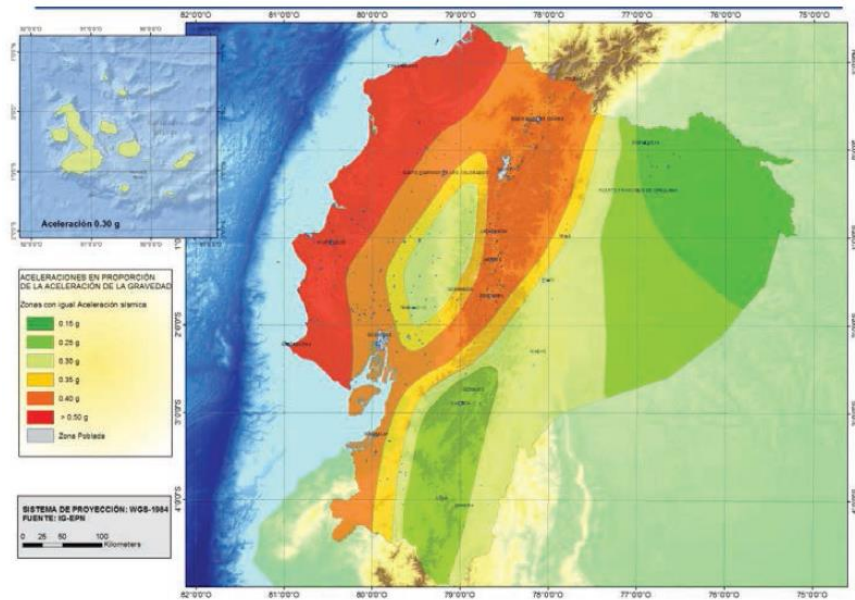


Figura 17. Mapa de sismo y factor Z en el territorio [1].

El territorio nacional que se observa en la figura 17 resulta del análisis de amenaza sísmica que podría sobrepasar los valores normales en un 10% en cincuenta años, que considera una excedencia de 0.5 veces el valor de la gravedad. Se observa en la tabla 7 que en la capital del país se presenta una caracterización de peligro sísmico alta de 0.40 g [1].

Tabla 7. Factor de la zona sísmica Z

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
Peligro sísmico	Media	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

Factor de la zona sísmica [1].

2.2.4 Curvas de peligro sísmico

Para determinar el nivel de aceleración sísmica que podría suceder en la localidad, se entregan en las curvas de peligro sísmico, en las cuales se establece la relación entre el valor de la aceleración sísmica, con un nivel de posibilidad anual para sobrepasar los valores sísmicos normales. El lapso de retorno es el contrario de la posibilidad anual para sobrepasar los valores sísmicos normales [1].

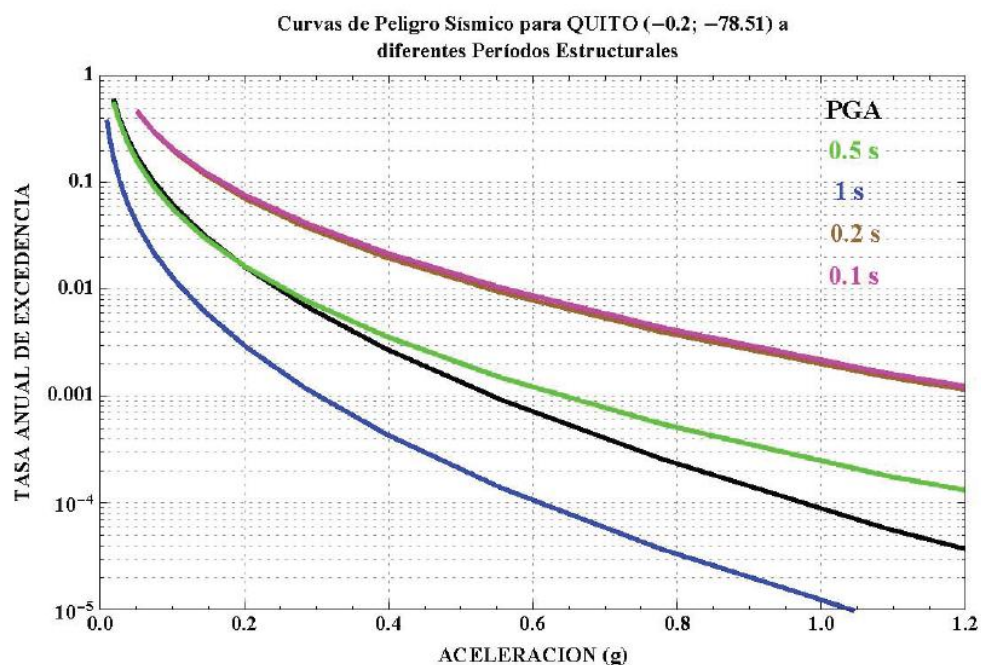


Figura 18. Amenaza sísmica, Quito [1].

2.2.5 Clases de perfiles de suelo para el diseño sísmo resistente

Para clasificar o definir un perfil de suelo se emplea un análisis en los 30 m por encima del perfil para las clases A, B, C, D Y E, según la norma NEC el tipo de perfil para la ciudad de Quito es el D, en la tabla 8 se describe las propiedades de este.

Tabla 8. Parámetros perfil de suelo tipo D

Perfil	Características	Resultado
D	Pisos rígidos que aprueben el criterio de velocidad de la onda de corte, o	$360\text{m/s} > V_s \geq 180\text{m/s}$
	Pisos rígidos que aprueben ambos criterios	$50 > N \geq 15.0$
		$100\text{kPa} > S_u \geq 50\text{kPa}$

Características perfil tipo D, correspondiente a la ciudad de Quito [1].

2.2.5.1 Factores de suelo

El factor F_a corresponde al incremento de suelo en la localidad de periodo acortado, es decir, incrementa las ordenadas para la distribución de intensidad en respuesta elástica de aceleraciones para diseño [1].

En la tabla 9 se presenta los valores F_a para las distintas zonas y para la clase de perfil D.

Tabla 9. F_a para tipo de perfil de suelo D

Subsuelo	1	2	3	4	5	6
Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12

Factor F_a para la ciudad de Quito correspondiente a la zona V [1].

El factor F_d referente a los desplazamientos para diseño de roca, con lo cual incrementa las ordenadas de la distribución de intensidad elástica en contestación de los desplazamientos [1].

En la tabla 10 se puede apreciar el factor F_d para los cálculos competentes.

Tabla 10. Factor F_d para tipo de subsuelo D

Subsuelo	I	II	III	IV	V	VI
Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11

Factor F_d para la ciudad de Quito correspondiente a la zona V [1].

El papel del suelo F_s , indica la atenuación del lapso de la localidad, el cual depende del grado de fuerza y la frecuencia de eventos sísmicos además de los desplazamientos del suelo. Eso se considera para la distribución de intensidades de las aceleraciones y desplazamientos [1].

En la tabla 11 se puede observar el factor F_s que el analista utiliza para el cálculo sismo resistente.

Tabla 11. Factor F_s para tipo de perfil de suelo D

Subsuelo	I	II	III	IV	V	VI

Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.40

Factor F_s para la ciudad de Quito correspondiente a la zona V [1].

Mediante las tablas 9, 10 y 11, se considera los valores de los factores de suelo, con el fin de calcular con la ecuación 1 el lapso límite de vibración para representar el sismo de diseño.

$$T_o = 0.10 F_s \frac{F_d}{F_a} \quad (1)$$

$$T_o = 0.12693$$

$$T_c = 0.55 F_s \frac{F_d}{F_a} \quad (2)$$

$$T_c = 0.69813$$

2.2.5.2 Componentes de la carga sísmica

Se expresa en una porción de la aceleración de la gravedad y se lo describe como espectro de aceleraciones S_a , nivel del período sísmico a considerar para el diseño, según la norma ecuatoriana y como se aprecia en la figura 19 consiste en, el factor Z , el tipo de suelo, y los factores de amplificación [1].

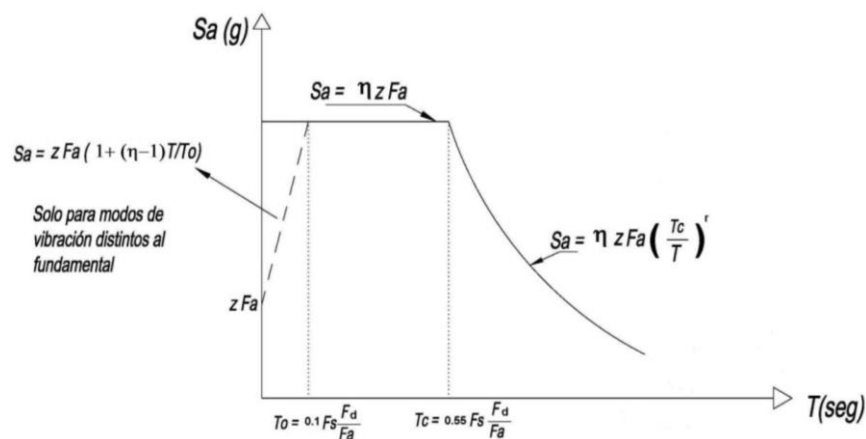


Figura 19. Espectro elástico horizontal [1].

Donde:

n Cociente entre la distribución de la aceleración y lapso de retorno.

Fa Factor de incremento de suelo en la localidad.

T Lapso de vibración de la edificación.

Tc Lapso límite de vibración en el la distribución de intensidad sísmica.

r Expresión utilizado en la distribución del diseño.

z Aceleración máxima en la localidad producida por el evento sísmico.

Este espectro resulta de una porción de atenuación referente al crítico de 5%, con lo cual, con el uso de las siguientes fórmulas para T cumplen 2 rangos

$$Sa = n \cdot z \cdot Fa \text{ para } 0 \leq T \leq Tc \quad (3)$$

$$Sa = n \cdot z \cdot Fa \cdot \left(\frac{Tc}{T}\right)^r \text{ para } T > Tc \quad (4)$$

El concepto relación de amplificación espectral n se define con la variación del mismo dependiendo de la región en el Ecuador, con lo cual para el caso que compete el análisis del presente documento se adopta $n = 2.48$ que corresponde a las regiones de la sierra, además de esmeraldas y las Islas Galápagos.

El intervalo T :

$$T = Ct(h_n)^\alpha \quad (5)$$

Donde

T Lapso de vibración.

C_t y α Coeficientes que dependen del tipo de edificación.

h_n Altura del edificio.

Debido a que es una estructura de acero con arriostramientos las constantes son: $C_t = 0.073$ y $\alpha = 0.75$.

La altura considerada desde la base del pórtico tiene una magnitud de 15 metros, aplicando la ecuación 5 se obtiene:

$$T = 0.072(15.5)^{0.75}$$

$$T = 0.562 \text{ s}$$

Al obtener el periodo de vibración T para un valor menor que T_c se admite el empleo de la ecuación 3 y se obtiene $S_a = 1.1904$ (espectro de respuesta elástico)

2.2.5.3 Cortante basal de diseño V

La normativa nacional al referirse a las cargas laterales en una edificación indica V (cortante basal), en la fórmula 6 se obtiene este parámetro que será de utilidad en análisis posteriores.

$$V = \frac{I S_a}{R \phi_P \phi_E} \cdot W \quad (6)$$

Donde:

I Factor de Importancia de la edificación.

ϕ_P Coeficiente de uniformidad en planta.

S_a Espectro de diseño en aceleración.

R Factor de reducción.

W Carga sísmica reactiva.

ϕ_e Coeficiente de uniformidad en elevación.

El tipo de uso I para una vivienda se considera de 1, mientras que R al efecto en la edificación es de 8 ya que se considera una estructura de acero con muros estructurales de hormigón.

ϕ_P y ϕ_E se consideran con un valor de 1 ya que se considera un pórtico con la configuración en elevación y en planta regulares como lo explica la figura 20.

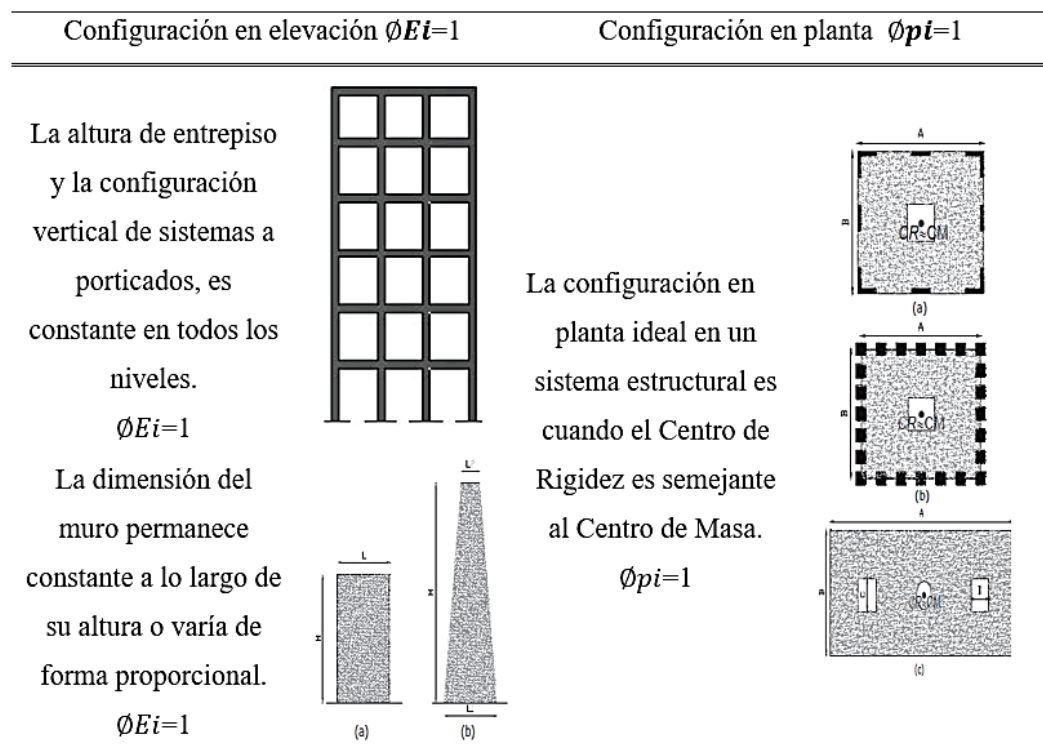


Figura 20. Configuraciones estructurales recomendadas [1].

Al obtener todos los valores necesarios para el corte basal de diseño se procede a calcular:

$$V = \frac{1.0 \cdot 1.1904}{8 \cdot 1.0 \cdot 1.0} * W$$

$$V = 0.1488 W$$

Al lapso de tiempo durante la vibración de la estructura se asocia un factor k que se obtiene mediante las relaciones de la tabla 12.

Tabla 12. Valores de factor K

T (s)	k
≤ 0.5	1
$0.5 \leq T \leq 2.5$	$0.75 + 0.50(T)$
> 2.5	2

Determinación factor k referente con el periodo de vibración [1].

Al calcular un periodo de vibración $T = 0.562$ S el valor por defecto del factor k es de 1.031.

2.2.5.4 Espectro sísmico

El espectro sísmico obedece al conjunto de factores calculados y tomados de tablas anteriormente, con lo cual en la tabla 13 se observan los mismos.

Tabla 13. Factores de diseño

Factor	Valor
Z	0.40
Fa	1.20
Fd	1.19
Fs	1.28
To	0.12693
Tc	0.698
I	1

R	8
n	2.48
r	1
g	980.67
ϕEx	1
ϕEy	1
ϕP	1

Valor de factores necesarios para el cálculo del espectro en software Excel. Elaborado por:

Jairo Cortez & Andrés Orellana

Para el cálculo del espectro inelástico teniendo en consideración los valores de los factores T y S_a , periodo y espectro de diseño en aceleración se aplica las siguientes fórmulas para obtener el espectro mediante software.

$$\frac{I S_a}{R \phi_P \phi_E} \left(\frac{\text{cm}}{\text{seg}^2} \right) \quad (7)$$

$$\frac{C Z I g}{R \phi_P \phi_E} \left(\frac{1}{g} \right) \quad (8)$$

Mediante la ecuación 8 se obtiene un valor de espectro reducido y optimizado que se utiliza en el programa STAAD PRO para el análisis del pórtico, en la tabla 14 se muestra una serie de datos del mismo.

Tabla 14. Datos del espectro

$T (s)$	$C * Z * I * g / (R * \phi_P * \phi_E)$	$I * s_a / (R * \phi_P * \phi_E)$
0	58.8402	6
0.05	93.1430	9.5
0.1269	145.9237	14.88
0.6981	145.9237	14.88
0.8	127.3427	12.99
0.95	107.2360	10.93
1.05	97.0230	9.5

Introduciendo los datos espectrales se obtiene la gráfica 21 que se presenta a continuación, en la misma se aprecia la curva espectral elástica e inelástica.

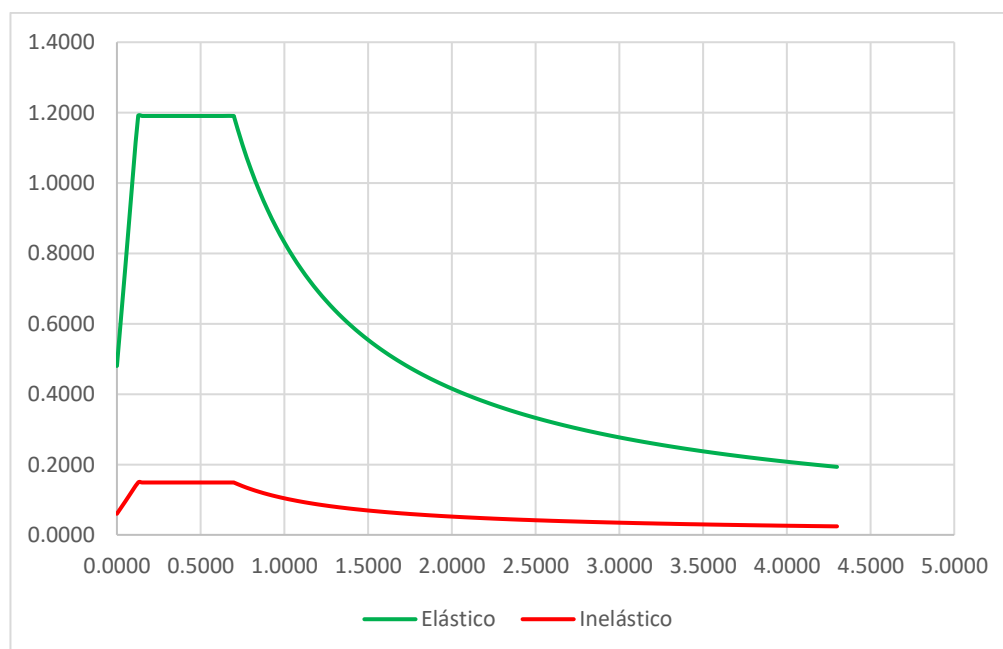


Figura 21. Curvas espectrales en software Excel

Elaborado por: Jairo Cortez & Andrés Orellana

En el software STAAD PRO se introducen los valores de la curva inelástica para propósitos de análisis del pórtico más desfavorable, la curva del programa mencionado se puede observar en la figura 22.

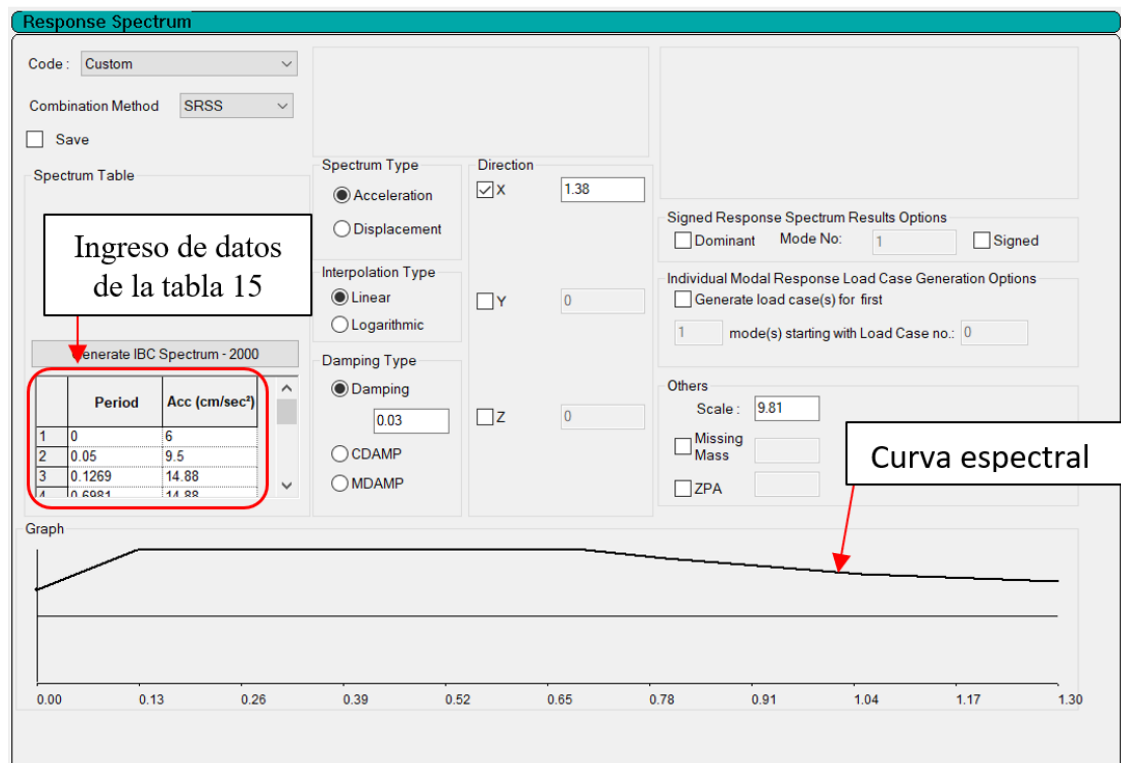


Figura 22. Curva espectral STAAD PRO

Elaborado por: Jairo Cortez & Andrés Orellana

2.3 Clasificación de perfiles

2.3.1 Relación ancho espesor en patines y alma

Se verifica en el en patín del elemento para establecer que el elemento es compacto según el diseño de miembros a flexión [9].

2.3.2 Calculo de vigas interiores

Propiedades del acero ASTM A36

$E = 2100000 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$ Módulo de elasticidad

$F_y = 2529.87 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$ Esfuerzo de fluencia del acero

Se inicia el pre diseño de la correa con la selección de un perfil del catálogo de IMPORTACEROS, en este caso se considera el perfil IPE 550 de la figura 23 que presenta las siguientes características:

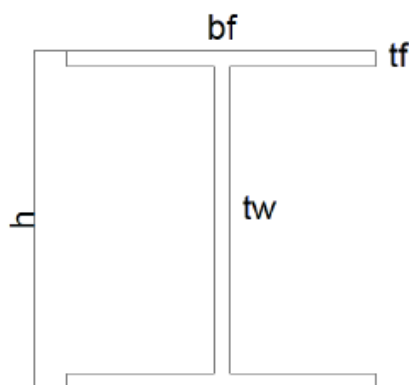


Figura 23. Esquema principal de la viga
Elaborado por: Jairo Cortez & Andrés Orellana

Las dimensiones del perfil seleccionado se las presenta en la tabla 15.

Tabla 15. Dimensiones principales perfil IPE 550

PERFIL IPE 550 (mm)	
bf	210
tf	17.2
h	550
tw	11.1

Datos de dimensiones de perfil seleccionado tentativamente [10].

Relación Ancho – Espesor en el patín [11]:

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$6.10 \leq 10.95$$

La relación es compacta

Relación Ancho – Espesor en Alma

$$\frac{h}{t_w} \leq 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$49.55 \leq 108.33$$

La relación es compacta

2.3.3 Calculo de vigas exteriores

Propiedades del acero ASTM A36

$$E = 2100000 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$F_y = 2529.87 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

Se inicia el pre diseño de la correa con la selección de un perfil tipo I del catálogo de IPORTACEROS, en este caso se considera el perfil IPE 550 que presenta las siguientes características:

Relación Ancho – Espesor en el patín [11]:

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$6.10 \leq 10.95$$

La relación es compacta

Relación Ancho – Espesor en Alma

$$\frac{h}{t_w} \leq 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$49.55 \leq 108.33$$

La relación es compacta

2.3.4 Cálculo de correas

Propiedades del acero ASTM A36

$$E = 2100000 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$F_y = 2529.87 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

Se inicia el prediseño de la correa con la selección de un perfil tipo I del catálogo de DIPAC, en este caso se considera el perfil HEB 200 que presenta las siguientes características en la tabla 16:

Tabla 16. Dimensiones principales perfil HEB 200

PERFIL HEB 200 (mm)	
bf	200
tf	15
h	200
tw	9

Datos de dimensiones de perfil seleccionado tentativamente [12].

Relación Ancho – Espesor en el patín [11]:

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$6.66 \leq 10.95$$

La relación es compacta

Relación Ancho – Espesor en Alma

$$\frac{h}{t_w} \leq 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$22.22 \leq 108.33$$

La relación es compacta

2.3.5 Selección de columnas

Para realizar el diseño de columnas, tomaremos las recomendaciones de los miembros a compresión como indica la norma, seleccionaremos un perfil HEB comercial, con las características dadas en el manual de DIPAC, y evaluaremos mediante elementos compactos.

- **Propiedades del acero ASTM A36**

$$E = 2100000 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$F_y = 2530 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

- **Prediseño**

Seleccionamos un perfil comercial HEB 450, dado por IMPORTACEROS en la figura 24.

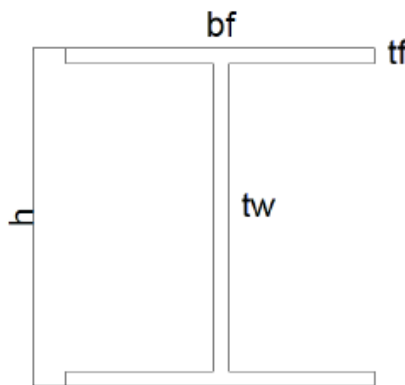


Figura 24. Esquema principal de la columna
Elaborado por: Jairo Cortez & Andrés Orellana

Las dimensiones de un perfil HEB 450 se las presenta en la tabla 17 a continuación.

Tabla 17. Dimensiones principales perfil HEB 450

PERFIL HEB 450 (mm)	
bf	300
tf	26
h	450
tw	14

Datos de dimensiones de perfil seleccionado tentativamente [10].

La selección tentativa de la columna tiene por objeto el análisis en el software STAAD PRO, mediante el cual se establece el perfil para columna o viga idóneo y más favorable, en la figura 25 se observa la elección de componentes aceptable para el diseño de la estructura.

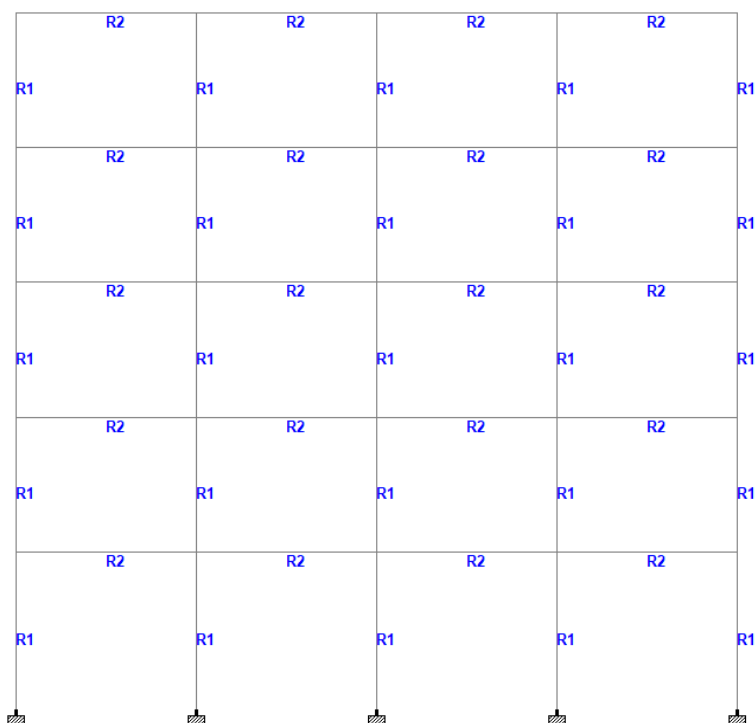


Figura 25. Vista lateral del pórtico con sus propiedades

Elaborado por: Jairo Cortez & Andrés Orellana

En la figura 26 se aprecia el entorno del programa STAAD PRO donde se verifica los perfiles seleccionados para cada uno de los componentes del pórtico.

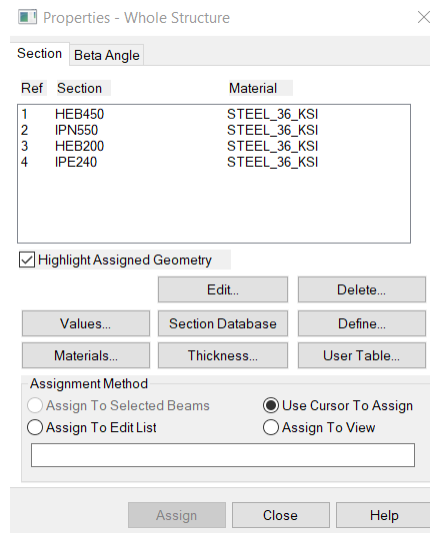


Figura 26. Cuadro de propiedades programa STAAD PRO

Elaborado por: Jairo Cortez & Andrés Orellana

2.3.6 Losa

Del distribuidor nacional de aceros NOVACERO se selecciona la “novalosa”, que se describe como una lámina de acero galvanizada con corrugación trapezoidal, este producto actúa como refuerzo a momento positivo y descarta las varillas inferiores o a su vez los alivianamientos en la figura 27 se aprecia su textura y material [13] .

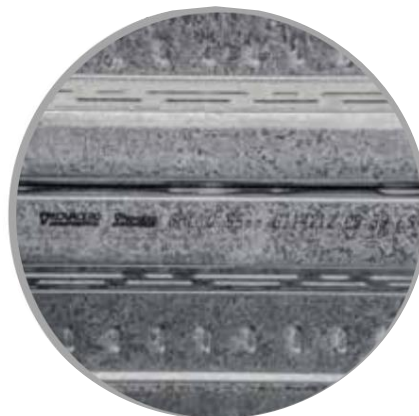


Figura 27. Material novalosa, [13]

Por otro lado, la novalosa se fabrica mediante la especificación de calidad estructural A.S.T.M. A653 con recubrimiento galvanizado, con un límite de fluencia de 2600 kg/cm² y el hormigón debe tener un esfuerzo mínimo a la compresión de $f'_c = 210$ kg/cm², el detalle de la novalosa con su hormigón se presenta en la figura 28 [13].

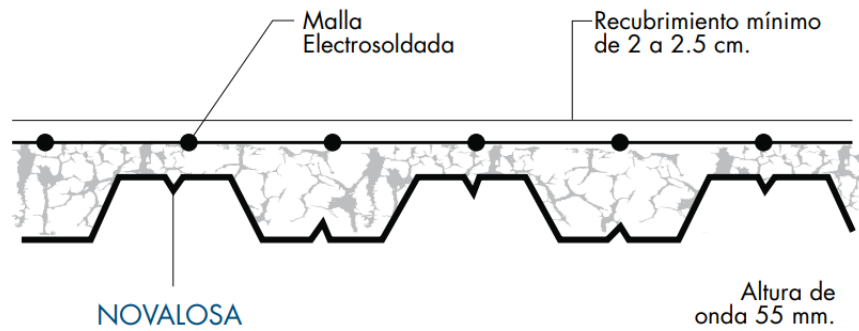


Figura 28. Esquema de novalosa [13].

2.4 Análisis del pórtico más desfavorable

La simulación en el software STAAD PRO arrojó el resultado de la conexión externa más desfavorable ubicada en el pórtico D, específicamente en la ubicación D5, la cual tiene el momento en z más elevado, en la figura 29 enfocada a momentos se observa la columna y la viga que serán objeto de análisis en el programa IDEA STATICA.

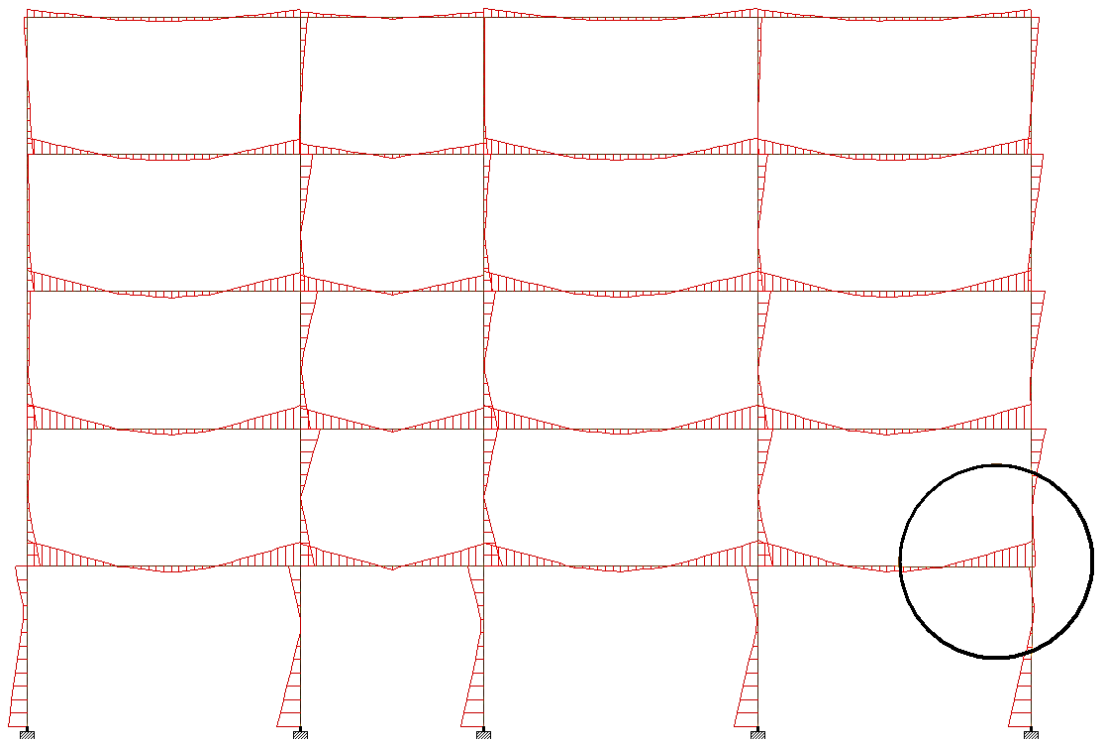


Figura 29. Diagrama del pórtico con la conexión externa más desfavorable enfocada a momento Mz

Elaborado por: Jairo Cortez & Andrés Orellana

Al enfocar el análisis en la fuerza cortante F_y se aprecia en la figura 30 en la conexión externa que sus columnas sufren una considerable carga en general con respecto a todos los elementos estructurales.

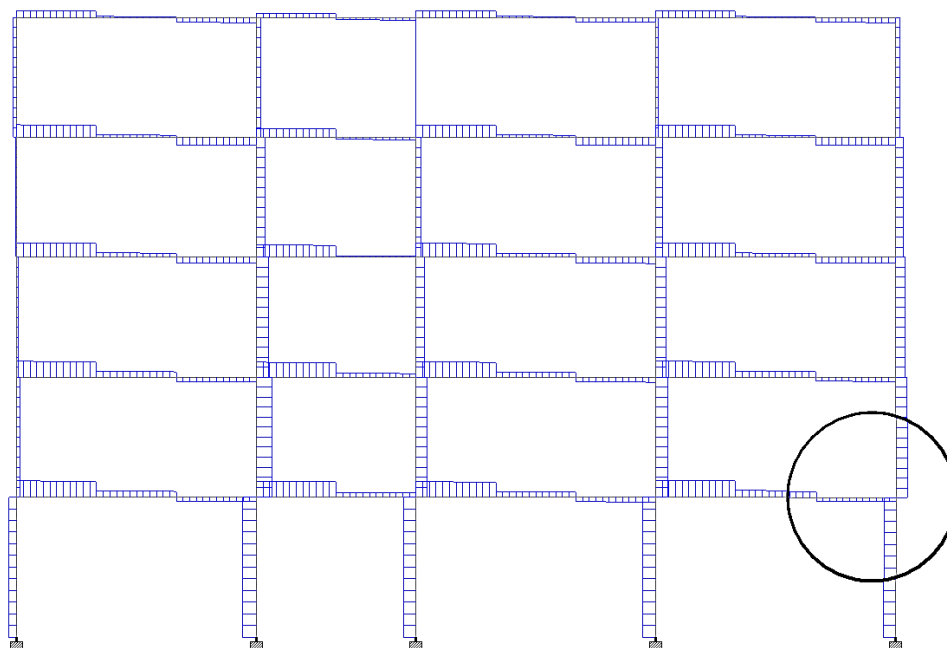


Figura 30. Diagrama del pórtico con la conexión externa más desfavorable enfocada a fuerza cortante F_y

Elaborado por: Jairo Cortez & Andrés Orellana

Por otro lado, la conexión interna más desfavorable se encuentra en el pórtico D en la ubicación D4 según la vista de planta en la figura 31, a simple vista sus elementos estructurales tienen un momento elevado tomando como referencia el diagrama.

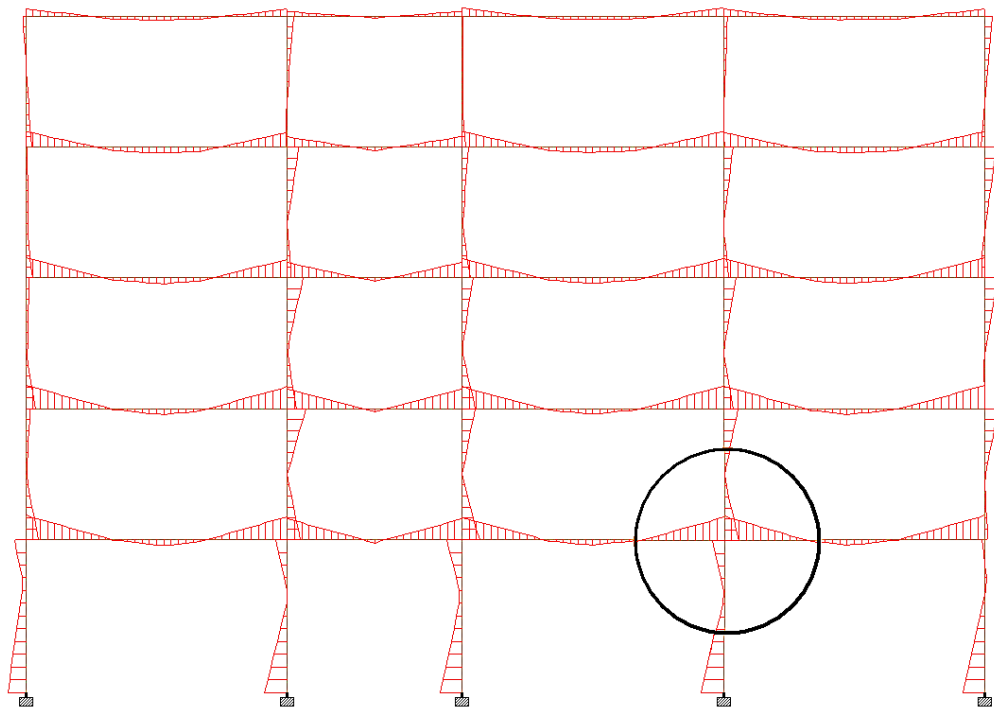


Figura 31. Diagrama del pórtico con la conexión interna más desfavorable enfocada a momento M_z

Elaborado por: Jairo Cortez & Andrés Orellana

Al analizar el cortante de la estructura F_y indica un incremento en la conexión interna señalada anteriormente según los diagramas observados en la figura 32, en la cual tiende a disminuir la magnitud a medida que sube el nivel del pórtico.

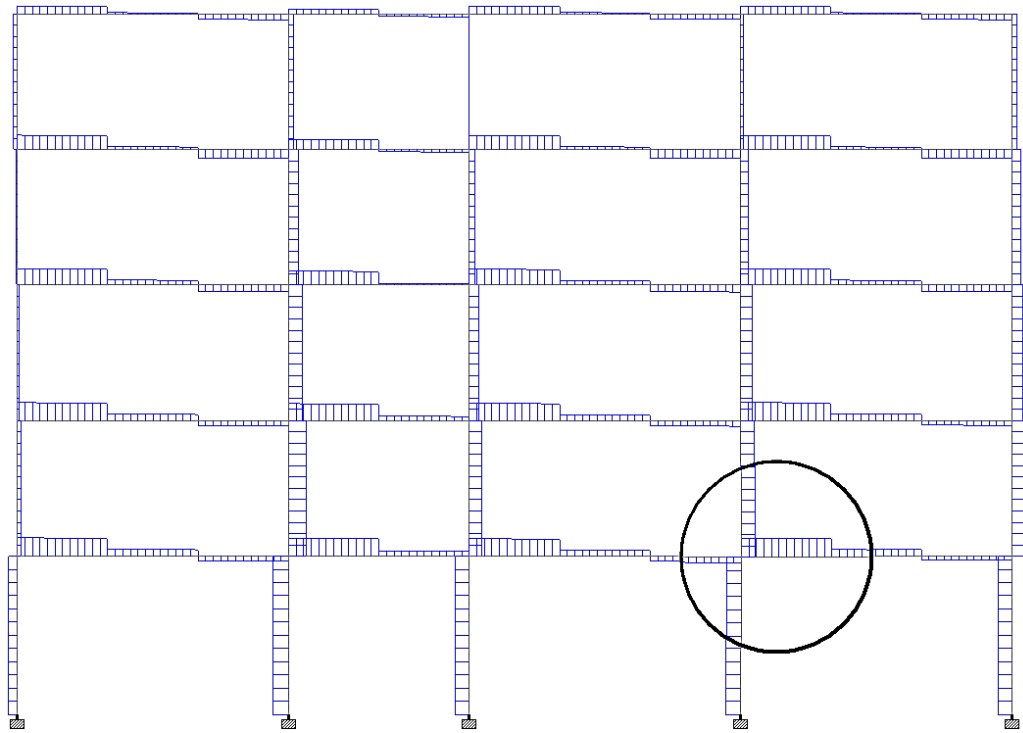


Figura 32. Diagrama del pórtico con la conexión interna más desfavorable enfocada a fuerza cortante V_y

Elaborado por: Jairo Cortez & Andrés Orellana

CAPÍTULO III

DISEÑO Y ANÁLISIS DE LA CONEXIÓN SEMIRRIGIDA

3.1 Conexión de placa de extremo

Este tipo de conexiones que se presentan en la figura 33 son populares en el diseño de edificaciones que buscan una rigidez parcial, esto se debe a su fácil fabricación, bajo costo de diseño, y sencillo montaje. Las ventajas más importantes se basan en su insignificante control y reducido tiempo de montaje en comparación con las conexiones soldadas en su totalidad [14].

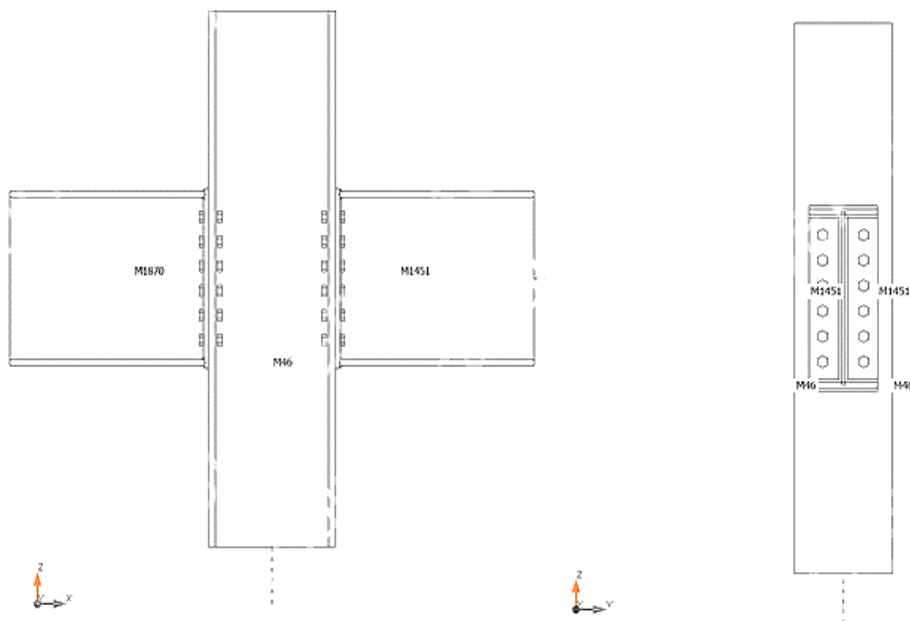


Figura 33. Conexión con placa de extremo

Elaborado por: Jairo Cortez & Andrés Orellana

3.2 Criterios generales y limitaciones para conexiones apernadas

En la norma ANSI/AISC 341-16 sección D2 establece ciertos parámetros que las conexiones deben cumplir, estos parámetros se basan para los distintos tipos de conexiones existentes, a continuación, se detalla la normativa para las conexiones apernadas, en el caso de la presente investigación compete el tema a placas de extremo.

- Al referirse al aplastamiento disponible, el estado límite de compresión juega un papel fundamental al igual que el desgarre [11].

$$\Omega = 2.00 \text{ (ASD)}$$

- Al tratarse de una conexión apernada los agujeros se establecen del tipo estándar o de ranura corta, es decir, dirigidos perpendicularmente a la carga a la que se encuentran sometidos, por otro lado los agujeros holgados se permiten cuando la carga sísmica actúa como tracción en los pernos, además los pernos solicitados deben cumplir con las condiciones de alta resistencia [15] .

3.2.1 Estado límite de fluencia

Según el método ASD, la resistencia admisible en flexión $\frac{M_n}{\Omega_b}$ se calcula mediante los parámetros establecidos por la norma AISC 360-16 de especificaciones para construcciones de acero, en la cual se detalla el valor de Ω_b igual 1,67.

Este método de diseño cumple los requisitos de cada componente estructural al analizar la resistencia requerida con la resistencia admisible, es decir, se compara sus valores y determina que la resistencia admisible es igual o superior a la demandada. [11].

Con lo cual mediante la ecuación 9 se calcula el momento plástico M_p con datos de la sección del perfil que se aprecian en la figura 34.

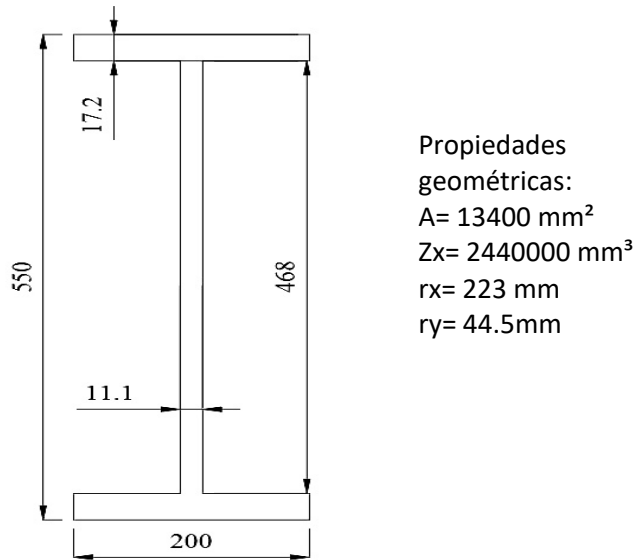


Figura 34. Propiedades geométricas del perfil IPN 550

Elaborado por: Jairo Cortez & Andrés Orellana

$$M_n = M_p = Z_x F_y \quad (9)$$

Donde:

M_p Momento plástico

M_n Resistencia nominal en flexión

F_y Tensión de fluencia mínima del acero A36

Z_x Módulo de área plástica con respecto al eje x, mm^3

$$M_n = M_p = Z_x F_y = 2440000 \text{ mm}^3 \cdot 248.11 \text{ MPa}$$

$$= 2440000 \text{ mm}^3 \cdot 248.11 \text{ MPa} = 605388400 \text{ N mm} = 605.4 \text{ kN m}$$

$$M_d = \frac{M_n}{\Omega_b} = \frac{605.4 \text{ kNm}}{1.67} = 362.51 \text{ kNm}$$

$$M_d > M_r = 137.800 \text{ kNm} \rightarrow \text{Verifica}$$

Se puede observar que la fuerza de diseño a deformación es superior a la solicitada que se obtuvo mediante el software STAAD PRO en la sección de resultados de vigas en la combinación 3, sin embargo, no se puede reducir para poder cumplir con las especificaciones y demanda de cargas de la estructura.

3.2.2 Estado límite de corte

Mediante la ecuación 10 se observa que la resistencia de diseño por corte, en la cual toma en consideración criterios como la sección del alma A_w para luego comparar con la resistencia solicitada.

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_v \quad (10)$$

Donde:

A_w sección del alma o en su defecto elevación total por el grosor del alma, dt_w (mm²)

$C_v = 1$

- Para almas de sección doble T:

$$\Omega_v = 1.50 \text{ (ASD)}$$

Se procede al cálculo:

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_v = 0.6 \cdot 248.211 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 550 \text{ mm} \cdot 11.1 \text{ mm} \cdot 1 = 909196.893 \text{ N} \\ = 909.19 \text{ kN}$$

$$V_d = \frac{V_n}{\Omega_v} = 606.13 \text{ kN}$$

$$V_d > V_r = 73.592 \rightarrow \text{Verifica}$$

3.2.3 Diseño de pernos

Se utilizarán tornillos de alta resistencia, diámetro 3/4 de pulgada, grado A325. Las dimensiones del agujero estándar para el perno de 3/4 de pulgada es de 13/16 de pulgada o 20.6 mm.

El espaciamiento mínimo entre agujeros estándar debe ser $2 \frac{2}{3}$, siendo más común utilizar 3 veces el diámetro del agujero.

$$\text{espaciamiento} = 2 \frac{2}{3} * d \quad (11)$$

$$\text{espaciamiento} = 2 \frac{2}{3} * 20.6 \text{ mm}$$

$$\text{espaciamiento} = 54.93 \text{ mm}$$

Al considerar una distancia de 78 mm en la conexión, cumple con el requisito de distancia mínima entre pernos.

La distancia mínima desde el agujero del tornillo hasta el extremo de la chapa para el perno de 3/4 pulgada tiene que ser mínimo de 1 pulgada o 25.4 mm, la conexión cumple ya que considera 42 mm como se observa en la figura 35.

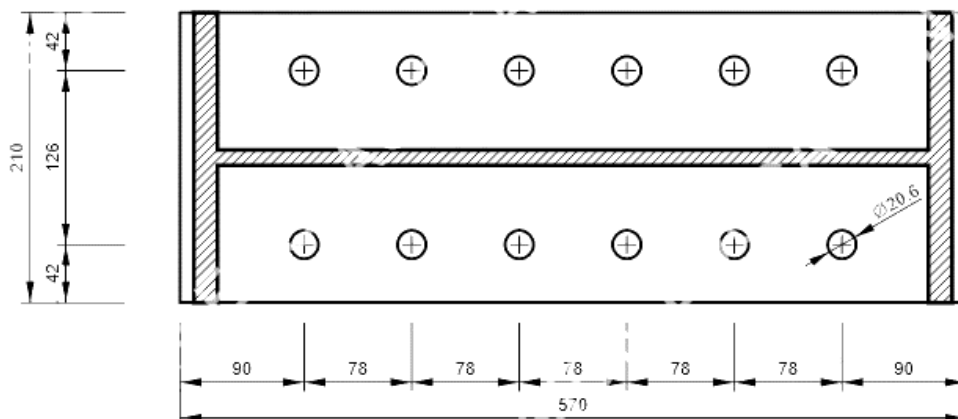


Figura 35. Distribución y ubicación de pernos en la conexión semirrígida de placa de extremo de software Idea Statica

Elaborado por: Jairo Cortez & Andrés Orellana

3.2.4 Comprobación de la resistencia a tracción del perno

$$\frac{R_n}{\Omega} = \frac{F_{nt} \cdot A_b}{\Omega} \quad (12)$$

Donde:

F_{nt}: resistencia a tracción nominal.

A_b: área bruta del tornillo.

Ω: factor de seguridad para tracción y cortante.

Tabla 18. Fuerza nominal de sujetadores y piezas roscadas, ksi (MPa)

Características de pernos de pernos	Fuerza a la tracción nominal F_{nt} ksi (MPa)	Resistencia al corte nominal en resistencia a la tracción nominal, conexiones tipo cojinete ksi (MPa)
Pernos A307	45 (310)	27 (186)
Perno A325 roscas no excluidas	90 (620)	54 (372)
Perno A325 roscas se excluyen	90 (620)	68 (469)

Valor de resistencia nominal a tracción [11].

$$\frac{R_n}{\Omega} = \frac{620 \text{ MPa} \cdot 285 \text{ mm}^2}{2}$$

$$\frac{R_n}{\Omega} = \frac{620 \text{ MPa} \cdot 285 \text{ mm}^2}{2}$$

$$\frac{R_n}{\Omega} = 88.4 \text{ kN} \geq F_t = 79 \text{ kN}$$

- Comprobación de resistencia a cortante

$$\frac{R_n}{\Omega} = \frac{F_{nv} * A_b}{\Omega} \quad (13)$$

$$\frac{R_n}{\Omega} = \frac{372 \text{ MPa} * 285 \text{ mm}^2}{2}$$

$$\frac{R_n}{\Omega} = 53,0 \text{ kN} \geq V = 10,9 \text{ kN}$$

- Comprobación de resistencia a aplastamiento

$$R_n = 1.20 * l_c * t * F_u \leq 2.40 * d * t * F_u \quad (14)$$

Donde:

t: grosor de la chapa.

d: diámetro del tornillo.

Fu: fuerza a la tracción del material conectado.

Ω: factor de seguridad para aplastamiento en los agujeros para tornillos.

$$\frac{R_n}{2} = 1.20 * 44 \text{ mm} * 14 \text{ mm} * 400 \text{ MPa} \leq 2.40 * 19 \text{ mm} * 14 \text{ mm} * 400 \text{ MPa}$$

$$R_n = 147.84 \text{ kN} \leq 127.68 \text{ kN}$$

$$R_n = 128 \text{ kN} \geq V = 10.9 \text{ kN}$$

3.3 Diseño de soldadura

- Comprobación de la resistencia de la soldadura

$$\frac{R_n}{\Omega} = \frac{F_{nw} * A_{we}}{\Omega} \quad (15)$$

Donde

F_{nw} : resistencia nominal del material de aporte.

A_{we} : área eficaz del dispositivo de soldadura crítico.

Ω : Factor de seguridad para cordones de soldadura.

$$F_{nw} = 0.6 * F_{EXX} * (1 + 0.5 * \sin^{1.5}\theta) \quad (16)$$

Donde

F_{EXX} : F indica el fundente, E especifica electrodo para soldadura por arco y XX la menor fuerza a tracción indicada.

$$F_{nw} = 0.6 * 482,6 \text{ MPa} * (1 + 0.5 * \sin^{1.5}89.4)$$

$$F_{nw} = 434.4 \text{ MPa}$$

$$\frac{R_n}{\Omega} = \frac{434.4 \text{ MPa} * 183 \text{ mm}^2}{2}$$

$$\frac{R_n}{\Omega} = 39.8 \text{ kN} \geq F_n = 32.1 \text{ kN}$$

CAPÍTULO IV

SIMULACIÓN Y PRESENTACIÓN DE LOS RESULTADOS EN EL SOFTWARE IDEA STATICA

4.1 Introducción y definición del software Idea StatiCa versión 21.0.2.1036

Idea StatiCa permite diseñar todo tipo de conexiones de acero como conexiones atornilladas, placas de base, (como en el caso de estudio de la conexión semirrígida analizada en el presente proyecto), arriostramientos y uniones complejas gracias a su interfaz intuitiva ya que facilita el proceso de diseño gracias a su base de datos de conexiones estandarizadas y a la facilidad de modificación que brinda.

Además de las herramientas de diseño, este programa brinda la posibilidad de importar las resistencias y momentos de determinadas zonas de un pórtico previamente diseñado, así como también de los perfiles que se consideraron en dicho diseño.

Además, este software brinda la posibilidad de realizar simulaciones de la conexión diseñada mediante análisis de elementos finitos FEA para comprobar de manera sencilla y realista el comportamiento de la conexión diseñada [16].

El proceso de diseño de la conexión en el programa Idea StatiCa, empieza con vincular el software con el programa Staad Pro donde previamente se realizó el diseño y simulación del pórtico además de localizar los puntos donde es más desfavorable la concentración de esfuerzos.

Una vez realizado dicho proceso se escoge analíticamente las vigas, columnas y nodo con la combinación de cargas más desfavorable presentada en la Figura 37 en el caso de la conexión interna y como en la Figura 36 para la conexión de borde, posteriormente, se procede a la exportar los datos desde el programa Staad Pro hacia el programa Idea StatiCa.

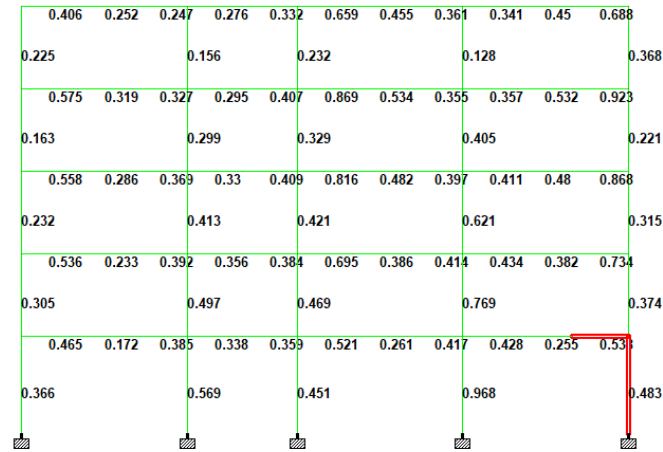


Figura 36. Nodo seleccionado para diseño de conexión de borde
Elaborado por: Jairo Cortez & Andrés Orellana

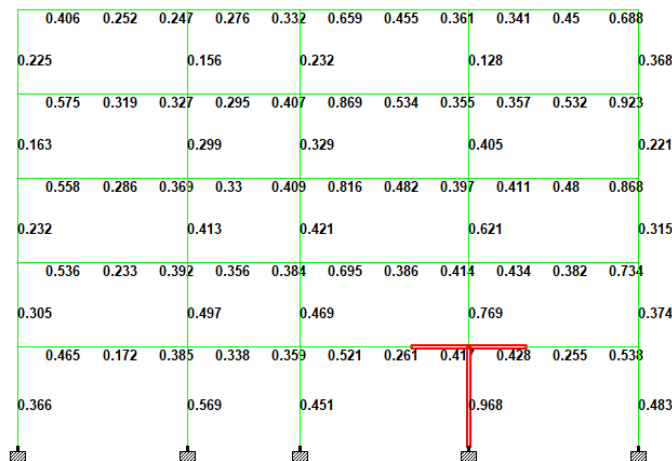


Figura 37. Nodo seleccionado para diseño de conexión interna
Elaborado por: Jairo Cortez & Andrés Orellana

En este proceso el software de diseño de conexiones recibe la información de las fuerzas, momentos, perfiles y materiales consideradas para el diseño del pórtico, a continuación, se escogen las normas de diseño ya que este programa permite realizar diseño mediante normas ASD y LRFD para la conexión al ser diseñada, en la Figura 38 se muestra la opción de conexión de programas Staad Pro e Idea StatiCa.

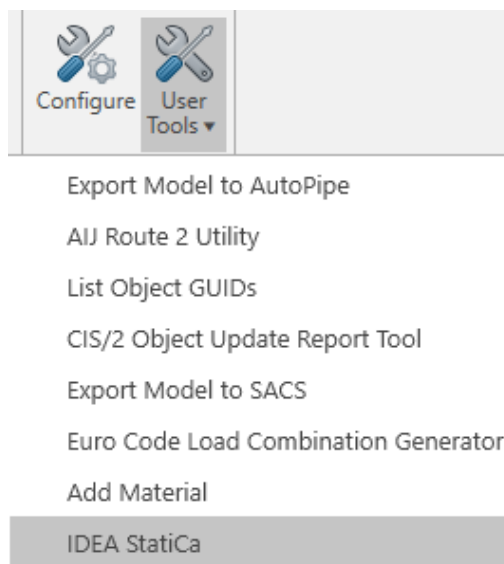


Figura 38. Herramienta para importación de datos

Elaborado por: Jairo Cortez & Andrés Orellana

El siguiente paso es exportar los datos de los nodos más desfavorables del software Staad Pro, donde se muestran las cargas, combinaciones y demás opciones que ofrece el programa, al seleccionar la opción de definición de cargas como se aprecia en la Figura 39 el programa Idea StatiCA podrá reconocer todos los datos importados para poder dar inicio al proceso de diseño de la conexión semirrígida que pueda soportar las combinaciones de carga.

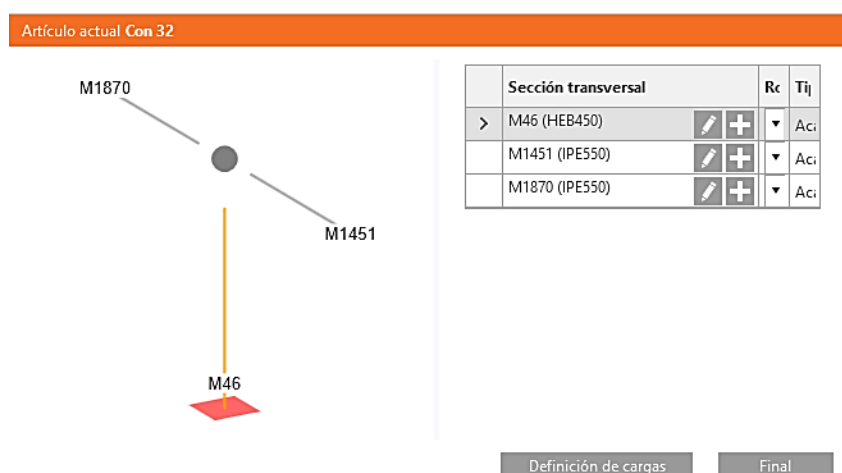


Figura 39. Pantalla del Software Idea StatiCa de datos Importados del software Staad Pro.

Elaborado por: Jairo Cortez & Andrés Orellana

La información que se aprecia en la figura 40 se exportan al software de diseño y simulación de conexiones para ejecutar el análisis de elementos finitos de la conexión semirrígida.

Propiedades clase de resultado

Nombre: Todas las ELU Fund

Tipo: ELU Fundamental

Ítems en clases de resultado

- ▾ Todas las combinaciones ELU
 - 5 : COMBINACION 1
 - 6 : COMBINACION 2
 - 7 : COMBINACION 3
 - 8 : COMBINACION 4

>

>>

<

<<

Ítems en el Proyecto

- ▾ Todas las combinaciones ELU
 - 5 : COMBINACION 1
 - 6 : COMBINACION 2
 - 7 : COMBINACION 3
 - 8 : COMBINACION 4
- ▾ Todos los casos de carga en el Proyecto
 - Casos de carga no agrupados
 - ▾ Dead
 - CARGA MUERTA
 - ▾ Live
 - CARGA VIVA
 - ▾ Seismic
 - LOAD CASE 3 SISMO EN X
 - LOAD CASE 4 SISMO EN Z

☒ Ampliar todos los elementos

☒ Ampliar todos los elementos

< Anterior

Finalizar

Cancelar

Figura 40. Importación de cargas y combinaciones al software Idea StatiCa.

Elaborado por: Jairo Cortez & Andrés Orellana

El programa ofrece una interfaz donde se muestran de manera amigable los perfiles, cargas, fuerzas, momentos y combinaciones de cargar que actúan sobre el nodo seleccionado además de ofrecer varios tipos de conexiones que podrían satisfacer las exigencias del nodo.

4.2 Dimensionamiento y análisis de la conexión semirrígida de placa de extremo

El análisis de la conexión semirrígida fue diseñado siguiendo las especificaciones de la norma AISC-360-16 debe ser materializada en el programa Idea StatiCa considerando que los elementos utilizados son HEB 450 para la columna y para la viga un perfil IPE 550, la cantidad, tipo y tamaño de pernos, la placa de tope y soldaduras.

En el programa Idea StatiCa se procede a la modelación y dimensionamiento de la conexión semirrígida que se aprecia en la figura 41 donde se muestra al conexión interna y externa más desfavorables.

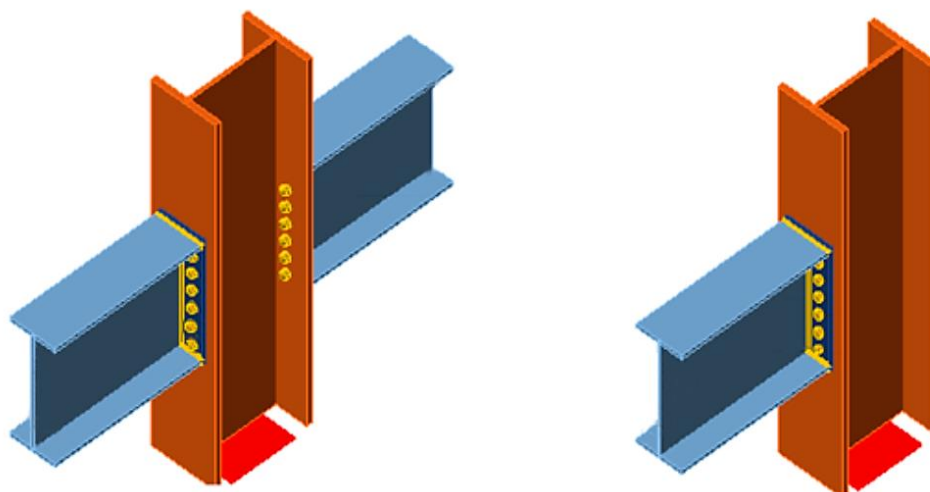


Figura 41. Conexión interna y de borde más desfavorables en el software Idea StatiCa

Elaborado por: Jairo Cortez & Andrés Orellana

4.2.1 Diseño de la placa de extremo de la conexión semirrígida

El diseño de la placa que se aprecia en la figura 42 está conformada por acero (A-36) debe tener en cuenta el espesor de la placa y a su vez considerar el diámetro de agujero estándar para pernos de $\frac{3}{4}$ de pulgada también la ubicación de los pernos respetando las distancias entre al borde y las distancias entre pernos, además de la medida de la soldadura.

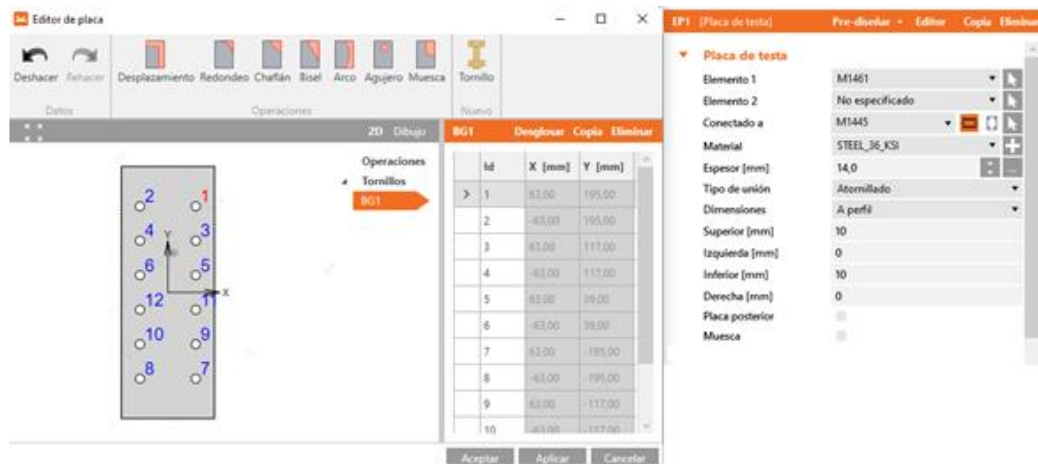
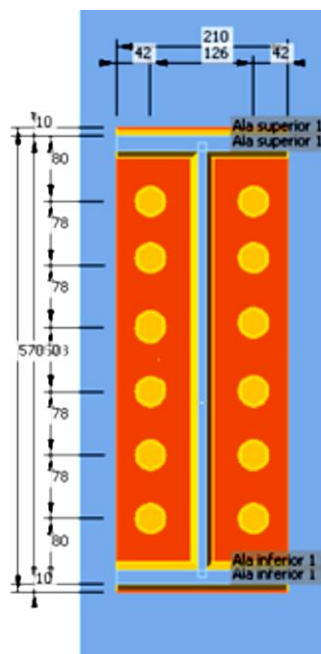


Figura 42. Diseño y determinación de la placa de extremo de la conexión en el software Idea StatiCa

Elaborado por: Jairo Cortez & Andrés Orellana

4.2.2 Distribución de pernos en placa de extremo de la conexión

Se posiciona los pernos considerando las distancias mínimas al borde y distancias entre pernos además de considerar una fila de pernos a cada lado de la viga y la separación entre filas como se observa en la figura 43.



▼ Tornillos

Tipo	3/4 A325	▼	+
Capas superiores [mm]	-80 -78 -78		
Capas a la izquierda [mm]	-42		
Capas inferiores [mm]	-80 -78 -78		
Capas a la derecha [mm]	-42		
Plano de corte en rosca	<input checked="" type="checkbox"/>		
Transmisión de cortante	Aplastamiento - Interacción tracción	▼	

Figura 43. Parametrización de pernos

Elaborado por: Jairo Cortez & Andrés Orellana

4.2.3 Dimensionamiento de soldadura para la conexión

Como se aprecia en la figura 44 la soldadura con especificación E70xx de la conexión abarca los requerimientos de la norma, en la conexión semirrígida se suelda la placa de tope con las alas y alma de la viga.

▼ Soldaduras

Alas [mm]	10,0	▲▼	E70xx	▼					
Almas [mm]	10,0	▲▼	E70xx	▼					

Figura 44. Diseño de soldadura de la placa de sujeción en el software Idea StatiCa

Elaborado por: Jairo Cortez & Andrés Orellana

Con el proceso de soldadura en la conexión como se aprecia en las vistas frontales de la conexión diseñada en el software Idea StatiCa que se aprecian en la figura 45 se procede al análisis y diseño de las conexiones para la simulación por el método de elementos finitos.

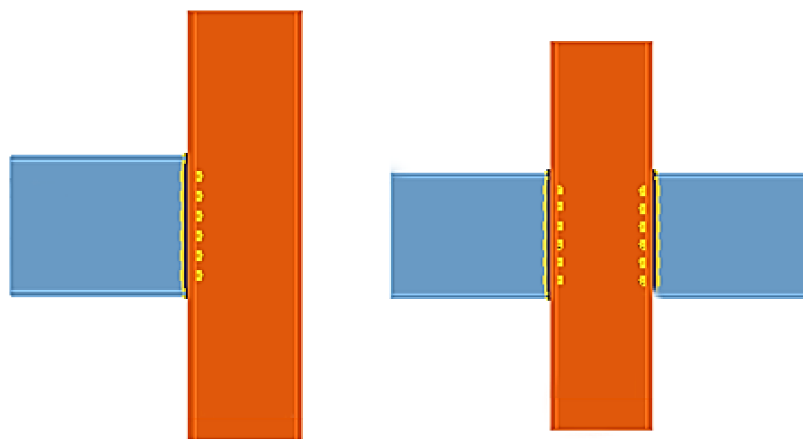


Figura 45. Conexión interna y de borde en el Software Idea StatiCa

Elaborado por: Jairo Cortez & Andrés Orellana

4.2.4 Validación del diseño de la conexión semirrígida de chapa de extremo

Después de haber seleccionado el método ASD de diseño, así como también las vigas y las columnas, sus respectivas cargas y combinaciones de cargas con los pernos y soldaduras, como último paso se puede seleccionar o modificar el mallado de la conexión como tal, esto es definir nuestro modelo en un número finito de subregiones, es decir, el nivel de coincidencia de la conexión creada en el software con la realidad, el objetivo es buscar una malla relativamente densa que nos permita encontrar un error en la simulación mucho menor que con una malla poco optimizada.

EL software ofrece la opción de realizar un análisis para calcular los requerimientos de la conexión como lo son deformación plástica, nivel de alerta de verificación, nivel óptimo de verificación y demás parámetros para obtener un análisis y resultados eficientes. En la Figura 46 de la conformación de la norma donde se pueden realizar las modificaciones antes mencionadas.

▼ Configuración de la verificación

Deformación plástica límite [%]	5,0
Deformación límite local [%]	3,0
Deformación plástica de adventencia. [%]	3,0
Nivel de alerta de la verificación [%]	95,0
Nivel óptimo de la verificación [%]	60,0
Distancia entre tornillos [d]	2,66
Detallado del anclaje: paso mínimo	4

▼ Modelo y malla

Longitud por defecto de elemento estándar [h]	1,25
Longitud por defecto de elemento con sección hueca	1,25
División de la superficie del mayor elemento tubular	64
División de arco de los elementos tubulares rectangulares	3
Número de elemento en el mayor ala o alma del elemento	8
Número de elementos en el alma mayor del elemento	16
Número de iteraciones en el análisis	25
Cuenta de iteraciones divergentes	3
Tamaño mínimo del elemento [mm]	5
Tamaño máximo del elemento [mm]	20

Ampliar Colapsar Restaurar Guardar Aceptar Cancelar

Figura 46. Norma configurable de la conexión semirrígida software Idea StatiCa

Elaborado por: Jairo Cortez & Andrés Orellana

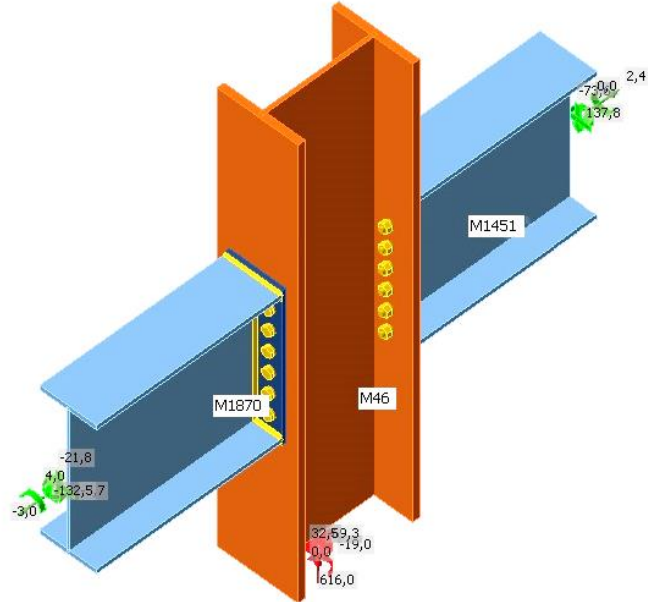
4.3 Resultados del análisis de la conexión semirrígida de placa de extremo

Las gráficas de deformación y tensión equivalente, se ven reflejadas en los resultados de la simulación también muestra la base teórica que el programa considera para la verificación de cada uno de los elementos de la conexión.

4.3.1 Resultados del análisis de la conexión semirrígida

Al observar la figura 47, el análisis de las placas, tornillos, soldaduras y pandeo cumplen con suficiencia los límites establecidos por el método de diseño de la conexión y en el caso de falla se presentará un error, de esta manera facilita la optimización y así considerar una conexión confiable, segura y económica.

Análisis	✓	100,0%
Placas	✓	3,9 < 5,0%
Tornillos	✓	92,0 < 100%
Soldaduras	✓	82,0 < 100%
Pandeo		16,32



Análisis	✓	100,0%
Placas	✓	4,9 < 5,0%
Tornillos	✓	95,2 < 100%
Soldaduras	✓	85,5 < 100%
Pandeo		22,99

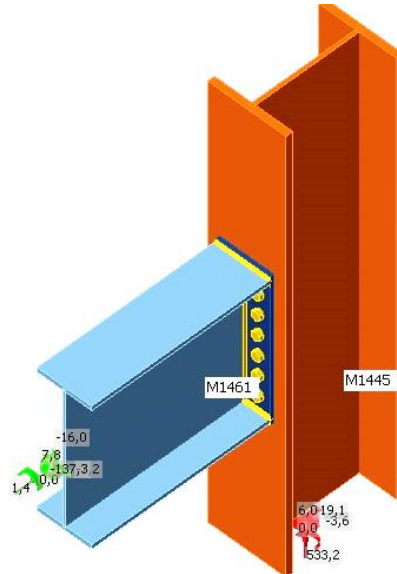


Figura 47. Resumen de resultados de la conexión del software Idea StatiCa

Elaborado por: Jairo Cortez & Andrés Orellana

La tabla 19 indica de todos los elementos estructurales de la conexión semirrígida para la carga extrema como se lee en la imagen, a su vez también entrega información sobre el efecto de la carga crítica, la tensión equivalente, datos de diseño y deformación plástica y además de una verificación de estado donde es fácil identificar cual es el elemento más crítico y si este está correctamente diseñado o presenta falla.

Tabla 19. Información de los elementos estructurales de la conexión de borde.

Verificación de los elementos y placas de acero para los efectos de la carga extrema

	Estado	Ítem	Th\\ [mm]	Cargas	σ_{Ed} [MPa]	ϵ_{PI} [%]	$\sigma_{c,Ed}$ [MPa]
	✓	M1445-bfl 1	26,0	7 : COMBINACION 3	58,7	0,0	0,0
>	✓	M1445-tfl 1	26,0	7 : COMBINACION 3	148,9	0,1	164,5
	✓	M1445-w 1	14,0	7 : COMBINACION 3	150,0	0,6	0,0
	✓	M1461-bfl 1	17,2	7 : COMBINACION 3	149,0	0,2	0,0
	✓	M1461-tfl 1	17,2	7 : COMBINACION 3	149,0	0,2	0,0
	✓	M1461-w 1	11,1	7 : COMBINACION 3	148,8	0,0	0,0
	✓	EP1	14,0	7 : COMBINACION 3	158,2	4,8	164,8

Datos entregados por el software Idea StatiCa. Elaborado por: Jairo Cortez & Andrés Orellana

Tabla 20. Información de los elementos estructurales de la conexión interna.

Verificación de los elementos y placas de acero para los efectos de la carga extrema

	Estado	Ítem	Th\\ [mm]	Cargas	σ_{Ed} [MPa]	ϵ_{PI} [%]	$\sigma_{c,Ed}$ [MPa]
>	✓	M46-bfl 1	26,0	7 : COMBINACION 3	148,7	0,0	91,0
	✓	M46-tfl 1	26,0	7 : COMBINACION 3	148,8	0,0	113,5
	✓	M46-w 1	14,0	7 : COMBINACION 3	149,3	0,3	0,0
	✓	M1451-bfl 1	17,2	7 : COMBINACION 3	148,8	0,0	0,0
	✓	M1451-tfl 1	17,2	7 : COMBINACION 3	148,9	0,1	0,0
	✓	M1451-w 1	11,1	7 : COMBINACION 3	130,1	0,0	0,0
	✓	M1870-bfl 1	17,2	7 : COMBINACION 3	148,9	0,1	0,0
	✓	M1870-tfl 1	17,2	7 : COMBINACION 3	148,9	0,1	0,0
	✓	M1870-w 1	11,1	7 : COMBINACION 3	136,3	0,0	0,0
	✓	EP1	14,0	7 : COMBINACION 3	152,7	2,0	106,8
	✓	EP2	14,0	7 : COMBINACION 3	154,9	3,1	113,7

Datos entregados por el software Idea StatiCa. Elaborado por: Jairo Cortez & Andrés Orellana

Por otro lado, las soldaduras tienen características en lo referente al factor de carga extrema, como se observa en la tabla 21 los valores de espesor de garganta, dimensión y longitud del elemento de la soldadura crítico, esfuerzos en el elemento de soldadura

crítico, resistencia a cortante del elemento de soldadura crítica y el porcentaje de uso indican la eficiencia de los elementos estructurales de la conexión al aprobar cada exigencias de carga de las combinaciones aplicadas.

Tabla 21. Detalle de soldaduras en la conexión interna.

Verificación de soldaduras para los efectos de la carga extrema (Redistribución plástica)

		Estado	Ítem	Borde	Xu	Th \\\ [mm]	Ls [mm]	L [mm]	Lc [mm]	Cargas	Fn [kN]	Rn/Ω \ [kN]	Ut [%]
>	+	✓	EP1	M1451-bfl 1	E70xx	7,0	9,9	209	26	7 : COMBINACION 3	29,8	39,4	75,6
	+	✓			E70xx	7,0	9,9	209	26	7 : COMBINACION 3	31,0	39,8	78,1
	+	✓	EP1	M1451-tfl 1	E70xx	7,0	9,9	209	26	7 : COMBINACION 3	22,7	30,2	75,1
	+	✓			E70xx	7,0	9,9	209	26	7 : COMBINACION 3	27,0	36,0	75,1
	+	✓	EP1	M1451-w 1	E70xx	5,6	7,8	532	25	7 : COMBINACION 3	23,0	30,4	75,7
	+	✓			E70xx	5,6	7,8	532	25	7 : COMBINACION 3	23,0	30,4	75,7
	+	✓	EP2	M1870-bfl 1	E70xx	7,0	9,9	209	26	7 : COMBINACION 3	30,2	39,5	76,6
	+	✓			E70xx	7,0	9,9	209	26	7 : COMBINACION 3	32,1	39,8	80,8
	+	✓	EP2	M1870-tfl 1	E70xx	7,0	9,9	209	26	7 : COMBINACION 3	23,2	30,9	75,1
	+	✓			E70xx	7,0	9,9	209	26	7 : COMBINACION 3	27,3	36,2	75,2
	+	✓	EP2	M1870-w 1	E70xx	5,6	7,8	532	25	7 : COMBINACION 3	23,2	30,2	76,9
	+	✓			E70xx	5,6	7,8	532	25	7 : COMBINACION 3	23,2	30,2	77,0

en

Características de soldaduras en cada operación del conjunto externo. Elaborado por: Jairo

Cortez & Andrés Orellana

Tabla 22. Detalle de soldaduras en la conexión de borde.

Verificación de soldaduras para los efectos de la carga extrema (Redistribución plástica)

		Estado	Ítem	Borde	Xu	Th \\\ [mm]	Ls [mm]	L [mm]	Lc [mm]	Cargas	Fn [kN]	Rn/Ω \ [kN]	Ut [%]
>	+	✓	EP1	M1461-bfl 1	E70xx	7,1	10,0	209	26	7 : COMBINACION 3	31,0	40,0	77,4
	+	✓			E70xx	7,1	10,0	209	26	7 : COMBINACION 3	33,8	40,2	84,3
	+	✓	EP1	M1461-tfl 1	E70xx	7,1	10,0	209	26	7 : COMBINACION 3	23,9	31,9	75,2
	+	✓			E70xx	7,1	10,0	209	26	7 : COMBINACION 3	28,0	37,1	75,4
	+	✓	EP1	M1461-w 1	E70xx	7,1	10,0	532	25	7 : COMBINACION 3	29,6	38,3	77,2
	+	✓			E70xx	7,1	10,0	532	25	7 : COMBINACION 3	29,6	38,2	77,4

Características de soldaduras en cada operación del conjunto de borde. Elaborado por: Jairo

Cortez & Andrés Orellana

Al hablar del pandeo local el software ofrece una tabla que se aprecia en la figura 48, en el caso de la unión semirrígida de borde e interna se presentan datos que reflejan la efectividad de las mismas, el factor de carga crítica y la forma del pandeo determinan el

resultado de la efectividad de la conexión, en este caso cumple con sobriedad cada forma.

Pandeo local de la unión				Pandeo local de la unión			
	Cargas	Forma	Factor		Cargas	Forma	Factor
>	7 : COMBINACION 3	1	22,99	>	7 : COMBINACION 3	1	16,46
		2	30,30			2	26,30
		3	39,66			3	39,78
		4	42,88			4	40,46
		5	48,97			5	42,76
		6	53,91			6	44,26

Figura 48. Detalle de pandeo en el software Idea StatiCa.

Elaborado por: Jairo Cortez & Andrés Orellana

La verificación general de los pernos utilizados en la conexión se muestra en la tabla 23 y se aprecia que el perno más crítico es el perno B2 ya que presenta un porcentaje de utilización del 94.9 % pero también se observa que a pesar de este porcentaje de utilización tan alto el perno no llega a fallar.

Tabla 23. Verificación de resistencia de pernos.

Verificación de tornillos para los efectos de la carga extrema											
		Estado	Ítem	Cargas	Ft [kN]	V [kN]	Resistencia R_n/Ω [kN]	Utt [%]	Uts [%]	UttS [%]	
>	+	✓	B1	7 : COMBINACION 3	82,4	11,6	128,0	93,2	21,9	-	
	+	✓	B2	7 : COMBINACION 3	83,8	13,8	128,0	94,9	26,0	-	
	+	✓	B3	7 : COMBINACION 3	72,4	11,7	109,2	81,9	22,1	-	
	+	✓	B4	7 : COMBINACION 3	72,8	14,3	109,1	82,4	26,9	-	
	+	✓	B5	7 : COMBINACION 3	70,8	10,6	110,7	80,2	20,0	-	
	+	✓	B6	7 : COMBINACION 3	71,2	12,2	112,3	80,6	23,0	-	
	+	✓	B7	7 : COMBINACION 3	24,3	5,1	121,1	27,5	9,7	-	
	+	✓	B8	7 : COMBINACION 3	26,3	7,3	128,0	29,7	13,8	-	
	+	✓	B9	7 : COMBINACION 3	60,0	7,3	117,8	67,9	13,8	-	
	+	✓	B10	7 : COMBINACION 3	62,5	8,8	128,0	70,7	16,6	-	
	+	✓	B11	7 : COMBINACION 3	69,1	9,1	112,3	78,3	17,1	-	
	+	✓	B12	7 : COMBINACION 3	69,4	10,2	119,0	78,6	19,2	-	

Datos de las combinaciones de cargas entregados por el software Idea StatiCa. Elaborado por: Jairo Cortez & Andrés Orellana

4.3.2 Validación de la deformación en los cuerpos estructurales de la unión

La deformación plástica entrega resultados teniendo en cuenta el caso de exigencia con mayor valor. Como se aprecia en la Figura 49 la deformación plástica equivalente para la conexión externa, tiene un valor de 4.77 % lo cual significa que está dentro de los parámetros de la norma ya que no supera el 5% donde se consideraría falla, presenta un color anaranjado que indica que a pesar de presentar un porcentaje de deformación elevado este no llega a considerarse como falla.

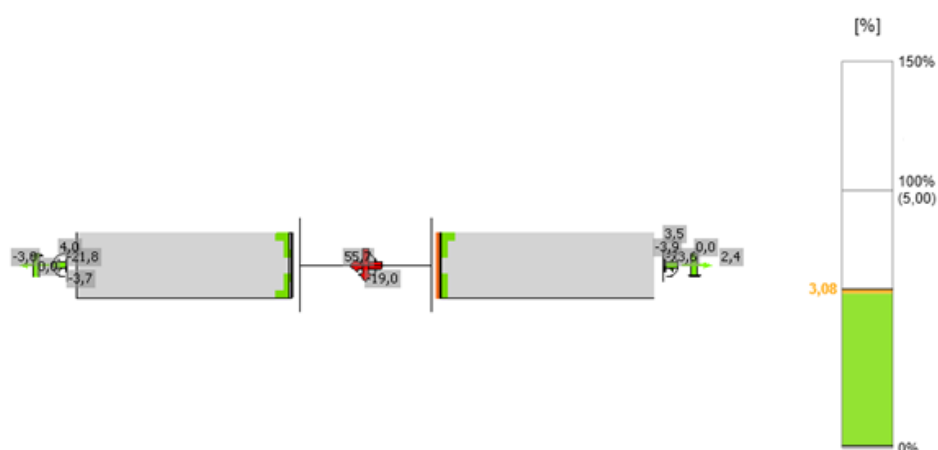


Figura 49. Deformación de la conexión interna, software Idea StatiCa.

Elaborado por: Jairo Cortez & Andrés Orellana

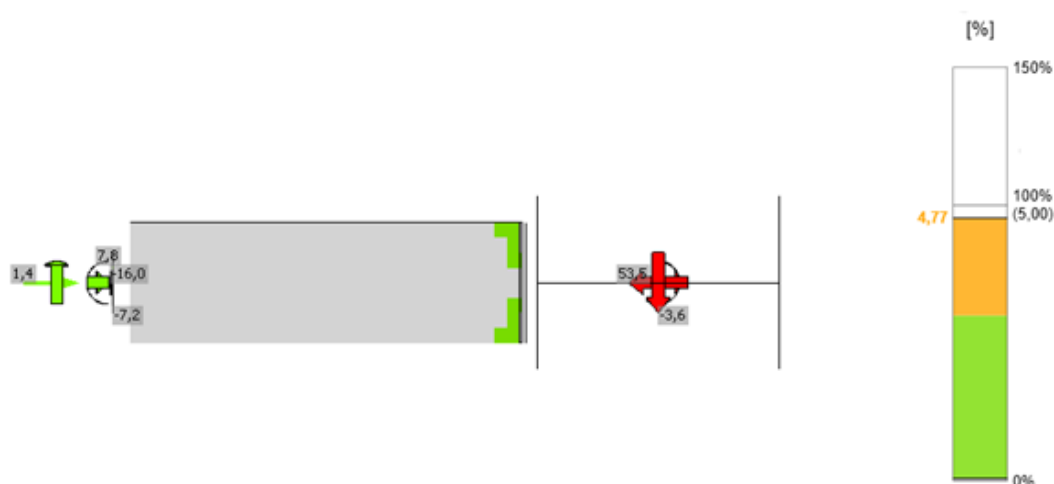


Figura 50. Verificación de la deformación de la conexión de borde, software Idea StatiCa.

Elaborado por: Jairo Cortez & Andrés Orellana

4.3.3 Rigidez equivalente de la conexión

Para analizar la rigidez que resulta en la conexión al aplicar la combinación de carga más desfavorable, se tiene que, el perno que presenta un mayor esfuerzo del grupo de pernos utilizados es el perno B2 con una fuerza de tracción de 81.1 kN al apreciar la figura 51

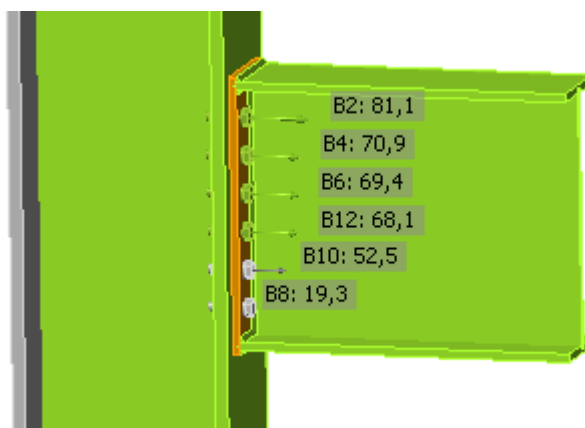


Figura 51. Tensión máxima de pernos de la conexión externa en el software Idea StatiCa

Elaborado por: Jairo Cortez & Andrés Orellana

En la figura 52 se muestra la tensión que sufren los elementos de la conexión, se observa que la mayor concentración de esfuerzos se localiza en la placa de tope con la viga y en el alma donde la tensión llega a un valor máximo de 155.7 MPa en promedio.

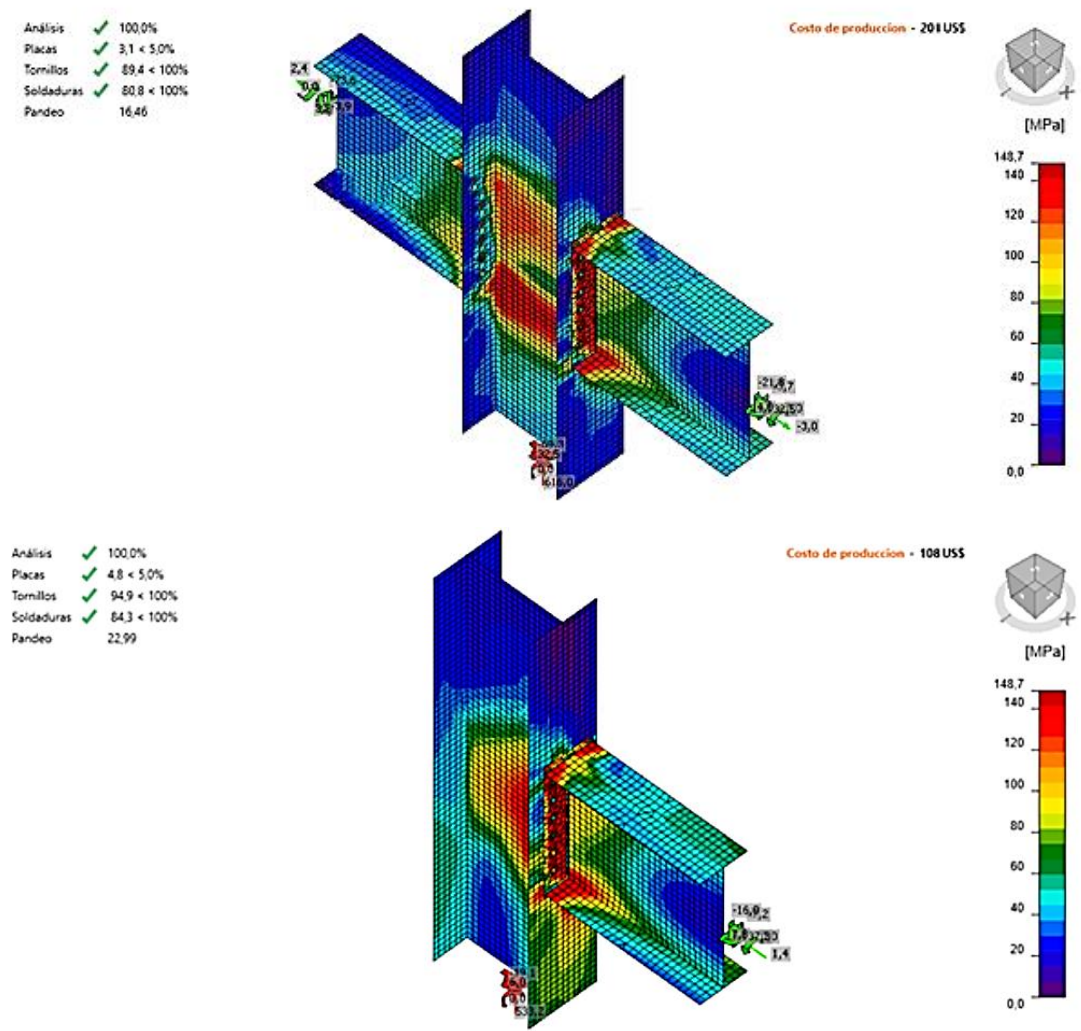


Figura 52. Tensión equivalente de la conexión interna y de borde en el software Idea StatiCa.

Elaborado por: Jairo Cortez & Andrés Orellana

El resultado de la simulación de la conexión semirrígida con placa de extremo muestra una tensión última de 62,7 %, es decir, 155.5 Mpa, aplicando la combinación 3 que es la que más influencia tiene en la conexión, esto refleja una aprobación general de cada elemento estructural de la conexión al conocer que la tensión última de acero A36 es de 248.3 Mpa, por lo tanto, el diseño de la conexión es el más óptimo.

4.3.4 Deformación plástica

La conexión externa mostrada en la figura 53 muestra una deformación plástica mínima de 3.4 % en la placa de tope, por otra parte en la conexión interna de la

estructura se observa una menor deformación plástica que también se presenta en la placa con un porcentaje de 2.5 % estos porcentajes altos de deformación se presentan ya que se ha optimizado el grosor de la chapa llegando a un espesor de 14 mm, a pesar de estos porcentajes altos de deformación en la placa, esta no presenta falla.

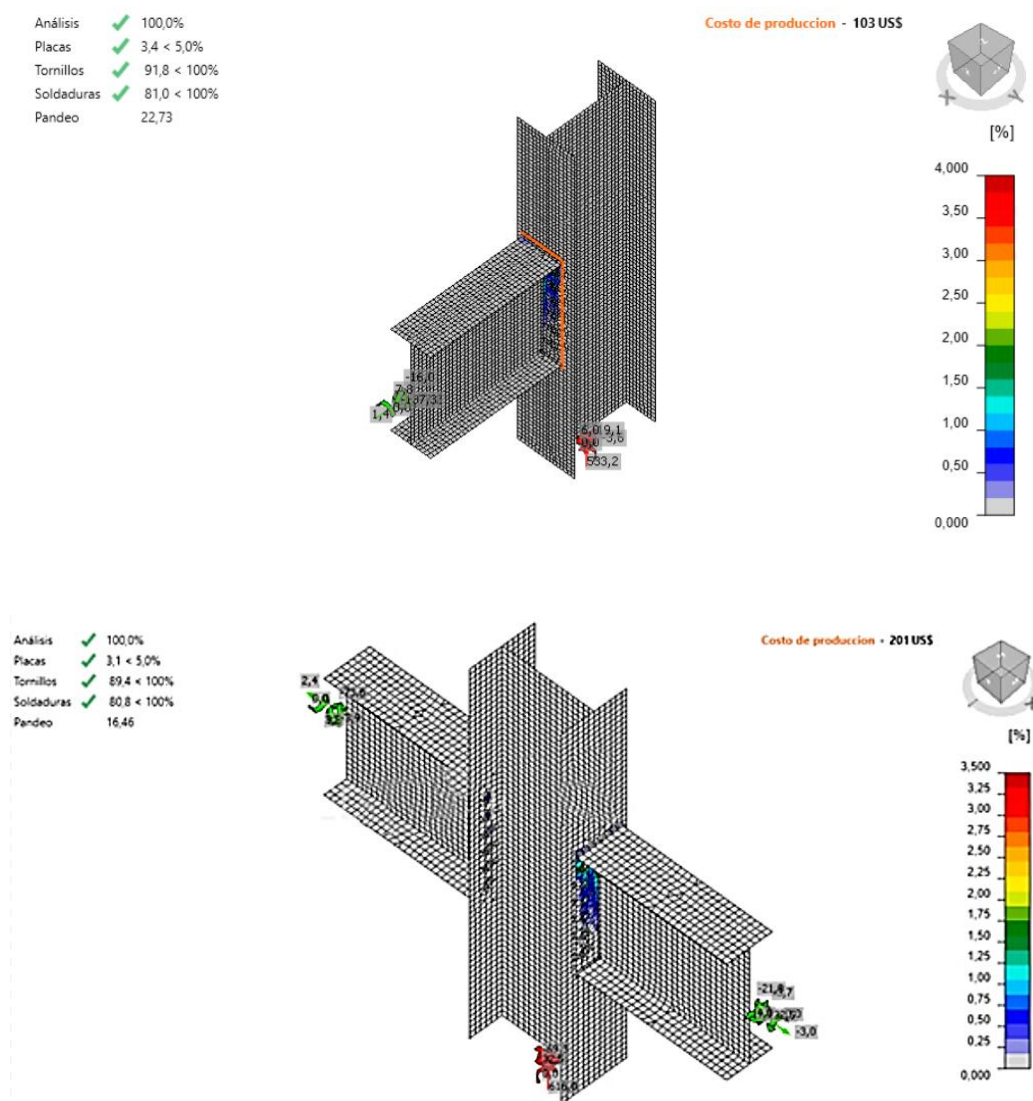


Figura 53. Deformación plástica de la conexión interna y externa en el software Idea StatiCa.

Elaborado por: Jairo Cortez & Andrés Orellana

4.3.5 Pandeo en la unión semirrígida.

Al observar en la Figura 54 el valor más alto de pandeo se da en el alma de la columna de la conexión externa con una tensión equivalente máxima de 150.2 MPa y un

porcentaje de deformación plástica equivalente máximo de 0.7 %, no presenta falla ya que los valores máximos son 248.3 MPa y 5 % respectivamente.

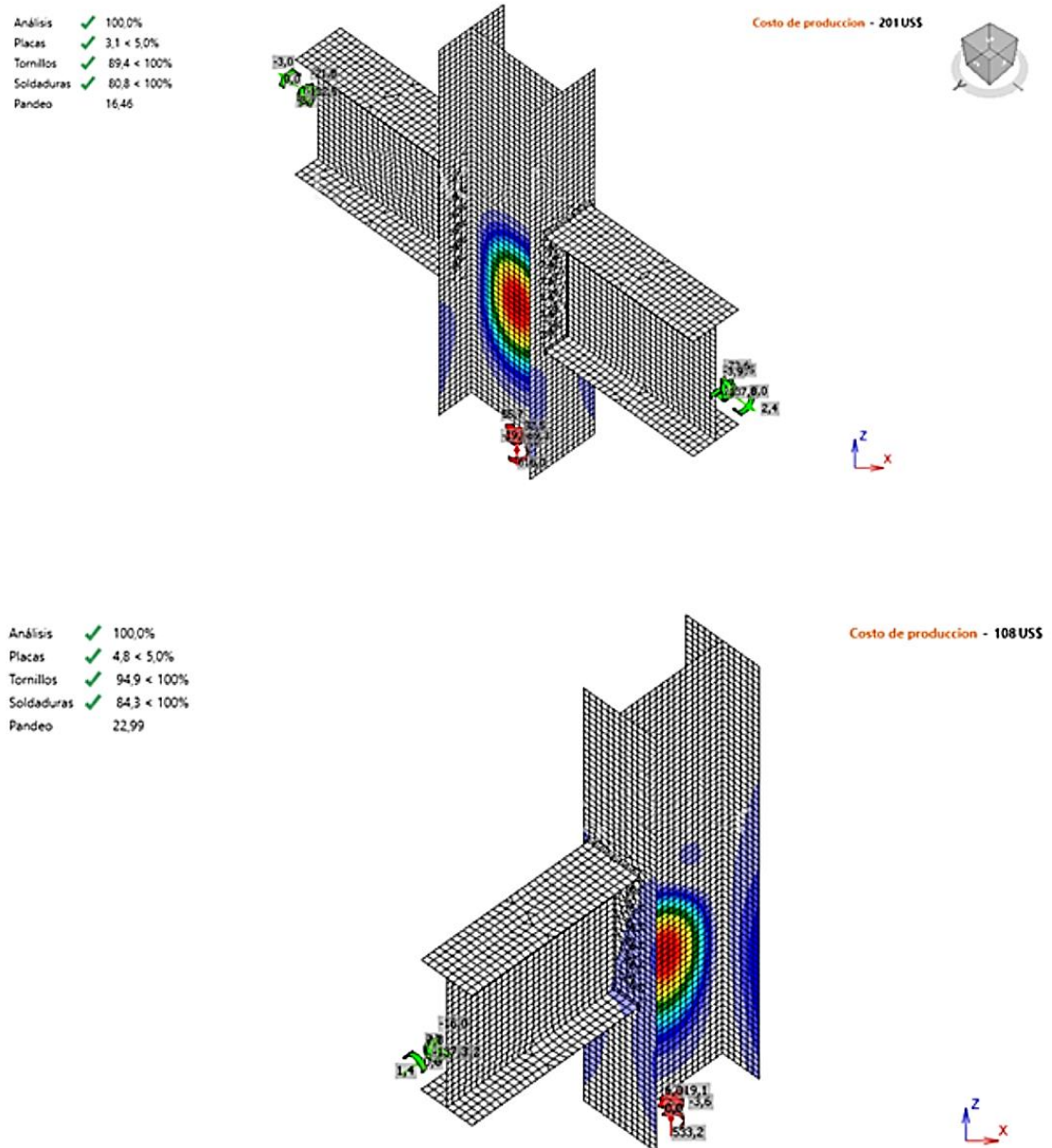


Figura 54. Pandeo de la conexión externa en el software Idea StatiCa

Elaborado por: Jairo Cortez & Andrés Orellana

4.3.6 Estimación de Costos

Plancha de tope con medidas 570 mm de alto por 270 mm de ancho y espesor de 14 mm tiene un peso total de 13.62 kg, si se considera un costo unitario de 2.50 \$/kg se obtiene que el costo por la plancha es de \$34.6

El conjunto de 12 pernos de alta resistencia $\frac{3}{4}$ plg A325 tienen un peso total de 5.27 kg, si se considera un costo unitario de 6.00 \$/kg se obtiene un costo total de \$ 31.63 por el grupo de pernos.

La soldadura de doble cordón utilizada tanto en el alma y las alas de la viga para unirla a la plancha de tope tienen un peso total de 0.35 kg en el caso del alma y 0.26 en el caso de las alas, si se considera un costo unitario de 45 \$/kg se obtiene un costo de \$ 15.60 y \$ 11.59 para las soldaduras antes mencionadas.

El costo total estimado para cada conexión es de \$ 102.37.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Conclusiones

- La estructura diseñada en el programa Staad Pro de 4 tramos y 5 niveles cumplió con suficiencia la aplicación de cargas muertas, vivas y accidentales que se le impuso arrojando resultados de ratio máximos de entre 0.90 y 0.95 en las conexiones más críticas en torno al lado derecho de la estructura con vigas principales IPE 550 y columnas HEB 450.
- El pórtico más desfavorable resultó ser el D, al realizar un análisis breve se evidencia sus valores altos tanto de momentos como de fuerzas, valores que rondan los valores de 137 kNm en lo que corresponde al momento con respecto al eje z y 74kN en valores de la fuerza cortante con respecto al eje y.
- La simulación por elementos finitos en el software Idea StatiCa entrega una verificación general de los parámetros y de cada uno de los elementos de la conexión diseñada obteniendo en la conexión más crítica un 4.8 % aceptable comparado con un 5% de placas, 94.9 % en pernos, 84.3 % de soldaduras y 22.99 % en pandeo.
- El estado límite de la tensión equivalente de cada elemento estructural de la conexión tantas placas vigas y columnas presentó un valor de 150,2 MPa, esto representa una conexión que está a un 60.5 % de la tensión de limite elástico del acero A-36 que es 248.3MPa, por lo cual es una conexión confiable para las características de la estructura.

Recomendaciones

- Verificar cada tramo y nivel de la estructura mediante la información que proporciona el software Saad Pro ya sea por ratios o información de vigas o columnas en la sección de resultados para constatar el cumplimiento y resistencia de la estructura.
- Se recomienda optimizar cada tramo y nivel de la estructura para abaratar costos de producción, ya sea reduciendo las secciones de vigas y columnas, colocar en puntos estratégicos y como indique las normas los arrostramientos para que de esta manera se coloquen elementos estructurales menores.
- Analizar el pórtico más desfavorable de la estructura controlando tanto los ratios, como también los momentos y fuerzas cortantes de cada nodo, un ratio alto no siempre indica que en ese nodo se está aplicando mayor carga.
- Controlar de manera minuciosa cada pórtico de la estructura, por lo general para ahorrar tiempo siempre el pórtico más desfavorable será el que tenga menos elementos estructurales de apoyo, así se mostró los resultados en la simulación del presente documento, donde el pórtico con más riesgo resultó ser el único sin arrostramientos.
- Al utilizar un software de diseño confiable, el resultado estructural de la estructura será confiable, obteniendo valores aceptables que aprueban cada exigencia que se le impone.
- Al aplicar las cargas muertas, vivas y accidentales, se recomienda revisar la norma correspondiente al diseño que se esté utilizando en el informe, para que de esta manera se obtenga resultados válidos y coherentes.
- Se recomienda al diseñador optimizar de manera cuidadosa la junta estudiada, se modificó de manera cuidadosa la posición de los pernos siguiendo la normativa AISC 360-16, así como también el espesor de la placa y las soldaduras.

- Los valores obtenidos de la junta estudiada se obtuvieron mediante la elección de cada elemento estructural recomendado por la norma correspondiente, se recomienda al diseñador aprovechar la información que se detalla en la misma.

Lista de referencias

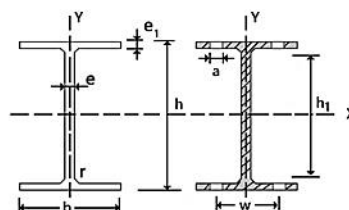
- [1] Norma Ecuatoriana de la Construcción, Peligro Sismico Diseño Sismo Resistente, Dirección de Comunicación Social, MIDUVI, 2014.
- [2] J. C. McCormac and S. F. Csernak, Diseño de Estructuras de Acero, 5 ed., México: Alfaomega Grupo Editor, S.A., 2013.
- [3] American Institute of Steel Construction, Steel Construction Manual, 14 ed., Chicago, 2011.
- [4] J. Ruiz, Artist, *Diseño y simulación de una estructura metálica para un edificio de tres plantas y un subsuelo con área total de 460 metros cuadrados*. [Art]. Universidad Politécnica Salesiana, 2015.
- [5] M. G. Fratelli, Proyectos Estructurales de Acero, Caracas, 1991.
- [6] "La casa de los tornillos," [Online]. Available: <https://casatornillos.com/>. [Accessed 06 07 2021].
- [7] C. Aguirre and F. Alfer, Artists, *Análisis técnico-económico entre proyectos de construcción de estructura metálica y hormigón armado para edificios*. [Art]. Escuela Politécnica Nacional, 2008.
- [8] J. J. K. Farkas, Artist, *Diseño sismo resistente*. [Art]. 2008.
- [9] P. Tipán, Artist, *Diseño estructural de un edificio para apartamentos utilizando las normas NEC 2015*. [Art]. Escuela Politécnica Nacional, 2016.
- [10] "Import Aceros," [Online]. Available: <https://www.importaceros.com/wp-content/uploads/2021/01/Catalogo-importaceros-2021-web.pdf>. [Accessed 10 07 2021].
- [11] American Institute of Steel Construction, *Especificación para Construcciones de Acero ANSI/AISC 360-16*, American Institute of Steel Construction, 2016.
- [12] "DIPAC Productos de acero," [Online]. Available: <https://www.dipacmanta.com/>. [Accessed 10 07 2021].
- [13] "NOVACERO, El acero del futuro," [Online]. Available: <https://www.novacero.com/>. [Accessed 02 07 2021].
- [14] E. C. Mendoza, Artist, *Maestro en ingeniería estructural*. [Art]. Unidad Autónoma Metropolitana.

- [15] F. J. Crisafulli, *Diseño sismorresistente de construcciones de acero*, Mendoza: Asociación Latinoamericana del Acero, 2018.
- [16] "IDEA StatiCa," [Online]. Available: <https://www.ideastatica.com/bim>. [Accessed 20 07 2021].
- [17] E. Páez and C. Páez, "Determinación de la carga permanente correspondiente a distintos tipos de mamposterías en edificaciones de vivienda," *Revista PUCE*, 2018.
- [18] A. 360-16, Specification for Structural Steel Buildings, Chicago, Illinois: American Institute of Steel Construction, 2016.

ANEXOS

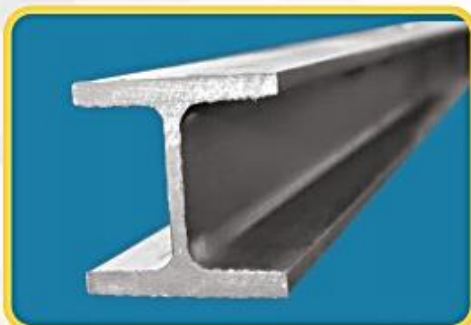
Catálogo viga IPE 550 IMPORTACEROS

A = Área de la sección
 S_x = Momento estático de media sección, respecto a X.
 $W_x = 2I_x : h$. Módulo resistente a la sección, respecto a X.
 $i_x = (I_x : A)^{1/2}$. Radio de giro de la sección, respecto a X.
 I_y = Momento de inercia de la sección, respecto a Y.
 $W_y = 2I_y : b$. Módulo resistente de la sección, respecto a Y.
 $i_y = (I_y : A)^{1/2}$. Radio de giro de la sección, respecto a Y.
 I_t = Módulo de torsión de la sección.
 I_a = Módulo de alabeo de la sección.
 u = Perímetro de la sección.
 a = Diámetro del agujero del roblón normal.
 w = Gramil, distancia entre ejes de agujeros.
 h_1 = Altura de la parte plana del alma.
 p = Peso por metro



PERFILES IPE																					
Perfil	Dimensiones							Términos de la sección										Agujeros			Peso p kp/m
	h mm	b mm	e mm	e ₁ mm	r mm	h ₁ mm	u mm	A cm	S _x cm ³	I _x cm ⁴	W _x cm ³	i _x cm	I _y cm ⁴	W _y cm ³	i _y cm	I _t cm ⁴	I _a cm ⁶	w mm	a mm	e ₂ mm	
IPE 80	80	46	3,8	5,2	5	60	328	7,64	11,6	80,1	20,0	3,24	8,49	3,69	1,05	0,721	118			3,8	6,00
IPE 100	100	55	4,1	5,7	7	75	400	10,3	19,7	171	34,2	4,07	15,9	5,79	1,24	1,140	351			4,1	8,10
IPE 120	120	64	4,4	6,3	7	93	475	13,2	30,4	318	53,0	4,90	27,7	8,65	1,45	1,770	890	35		4,4	10,4
IPE 140	140	73	4,7	6,9	7	112	551	16,4	44,2	541	77,3	5,74	44,9	12,3	1,65	2,630	1981	40	11	4,7	12,9
IPE 160	160	82	5,0	7,4	9	127	623	20,1	61,9	869	109	6,58	68,3	16,7	1,84	3,640	3959	44	13	5	15,8
IPE 180	180	91	5,3	8,0	9	146	698	23,9	83,2	1320	146	7,42	101	22,2	2,05	5,060	7431	48	13	5,3	18,8
IPE 200	200	100	5,6	8,5	12	159	788	28,5	110	1940	194	8,26	142	28,5	2,24	6,670	12990	52	13	5,6	22,4
IPE 220	220	110	5,9	9,2	12	178	848	33,4	143	2770	252	9,11	205	37,3	2,48	9,150	22670	58	17	5,9	26,2
IPE 240	240	120	6,2	9,8	15	190	922	39,1	183	3890	324	9,97	284	47,3	2,69	12,00	37390	65	17	6,2	30,7
IPE 270	270	135	6,6	10,2	15	220	1040	45,9	242	5790	429	11,2	420	62,2	3,02	15,40	70580	72	21	6,6	36,1
IPE 300	300	150	7,1	10,7	15	249	1160	53,8	314	8360	557	12,5	604	80,5	3,35	20,10	125900	80	23	7,1	42,2
IPE 330	330	160	7,5	11,5	18	271	1250	62,6	402	11770	713	13,7	788	98,5	3,55	26,50	199100	85	25	7,5	49,1
IPE 360	360	170	8,0	12,7	18	299	1350	72,7	510	16270	904	15,0	1040	123	3,79	37,30	313600	90	25	8	57,1
IPE 400	400	180	8,6	13,5	21	331	1470	84,5	657	23130	1160	16,5	1320	146	3,95	48,30	490000	95	28	8,6	66,3
IPE 450	450	190	9,4	14,6	21	379	1610	98,8	851	33740	1500	18,5	1680	176	4,12	65,90	791000	100	28	9,4	77,6
IPE 500	500	200	10,2	16,0	21	426	1740	116	1100	48200	1930	20,4	2140	214	4,31	91,80	1249000	110	28	10,2	90,7
IPE 550	550	210	11,1	17,2	24	468	1880	134	1390	67120	2440	22,3	2640	254	4,45	122,0	1884000	115	28	11,1	106
IPE 600	600	220	12,0	19,0	24	514	2010	155	1760	92080	3070	24,3	3390	308	4,66	172,0	2846000	120	28	12,0	122

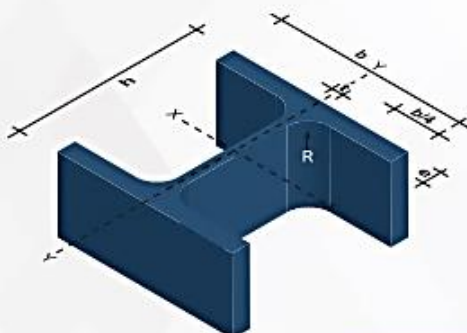
PERFILES LAMINADOS HEB



Especificaciones Generales:

Norma:	RTE INEN 018
Calidad:	ASTM A36 / ENS 235 JR / EN10025 / ASTM A 572 GR 50 / ENS 355 J2
Largo Normal:	6.00mts y 12mts
Acabado:	Acero negro

*Otras calidades, otros largos y otros acabados
previa consulta



Nomenclatura

h= Patin
b= Ala
t= Espesor Alma
e= Espesor Ala
R= Radio Giro Alma



PROPIEDADES MECÁNICAS

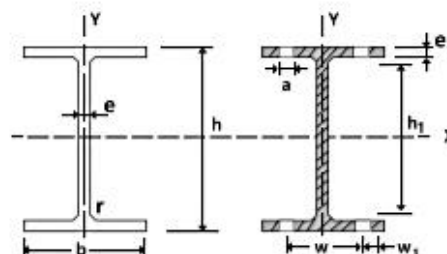
RESISTENCIA MECÁNICA		PUNTO FLUENCIA	
Kg/mm ²	Mpa	Kg/mm ²	Mpa
37 - 52	370 - 520	24	235

DENOMINACIÓN	DIMENSIONES					PROPIEDADES					
	h	b	t	e	R	ÁREA SECCIÓN	PESOS	INERCIA (cm ⁴)		RESISTENCIA (cm ³)	
	mm	mm	mm	mm	mm	cm ²	kg/mts	Eje x-x	Eje y-y	Eje x-x	Eje y-y
HEB 100	100	100	6.00	10.00	12	26.00	20.40	450	167	89	33.50
HEB 140	140	140	7.00	12.00	12	43.00	33.70	1510	550	216	78.50
HEB 160	160	160	8.00	13.00	15	54.30	42.60	2490	889	311	111.00
HEB 200	200	200	9.00	15.00	18	78.10	61.30	5700	2000	570	200.00
HEB 240	240	240	10.00	17.00	21	106.00	83.20	11260	3920	938	327.00
HEB 300	300	300	11.00	19.00	27	149.00	117.00	25170	8560	1680	571.00

CATÁLOGO PERFIL HEB 450 IMPORTACEROS



A = Área de la sección
 S_x = Momento estático de media sección, respecto a X.
 I_x = Momento de inercia de la sección, respecto a X.
 $W_x = 2I_x : h$. Módulo resistente a la sección, respecto a X.
 $i_x = (I_x : A)^{1/2}$. Radio de giro de la sección, respecto a X.
 I_y = Momento de inercia de la sección, respecto a Y.
 $W_y = 2I_y : (b-c)$. Mínimo módulo resistente de la sección, respecto a Y.
 $i_y = (I_y : A)^{1/2}$. Radio de giro de la sección, respecto a Y.
 I_t = Módulo de torsión de la sección.
 c = Posición del eje Y.
 u = Perímetro de la sección.
 a = Diámetro del agujero del roblón normal.
 w = Gramil, distancia entre ejes de agujeros.
 h_1 = Altura de la parte plana del alma.
 p = Peso por metro



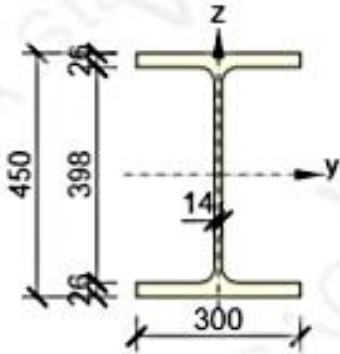
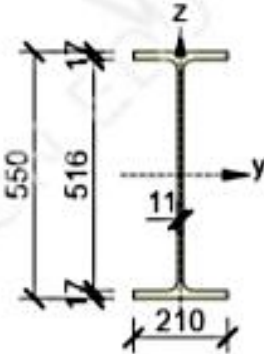
PERFILES HEB																					
Perfil	Dimensiones							Términos de la sección										Agujeros			Peso p kp
	h mm	b mm	e mm	e ₁ mm	r mm	h ₁ mm	u mm	A cm²	S _x cm³	I _x cm⁴	W _x cm³	i _x cm	I _y cm⁴	W _y cm³	i _y cm	I _t cm⁴	I _z cm⁴	w mm	w ₁ mm	a mm	
HEB 100	100	100	6,0	10	12	56	567	26,0	52,1	450	90,0	4,16	167	33	2,53	9,34	3375	55		13	20,4
HEB 120	120	120	6,5	11	12	74	686	34,0	82,6	864	144	5,04	318	53	3,06	14,9	9410	65		17	26,7
HEB 140	140	140	7,0	12	12	92	805	43,0	123	1509	216,0	5,93	550	79	3,58	22,5	22480	75		21	33,7
HEB 160	160	160	8,0	13	15	104	918	54,3	177	2492	311	6,78	889	111	4,05	33,2	47940	85		23	42,6
HEB 180	180	180	8,5	14	15	122	1040	65,3	241	3831	426	7,66	1363	151	4,57	46,5	93750	100		25	51,2
HEB 200	200	200	9,0	15	18	134	1150	78,1	321	5696	570	8,54	2003	200	5,07	63,4	171100	110		25	61,3
HEB 220	220	220	9,5	16	18	152	1270	91,0	414	8091	736	9,43	2843	258	5,59	84,4	295400	120		25	71,5
HEB 240	240	240	10,0	17	21	164	1380	106,0	527	11259	938	10,3	3923	327	6,08	110	486900	90	35	25	83,2
HEB 260	260	260	10,0	17,5	24	177	1500	118,4	641	14919	1150	11,2	5135	395	6,58	130	753700	100	40	25	93
HEB 280	280	280	10,5	18	24	196	1620	131,4	767	19270	1380	12,1	6595	471	7,09	153	1130000	110	45	25	103
HEB 300	300	300	11,0	19	27	208	1730	149,1	934	25166	1680	13,0	8563	571	7,58	192	1688000	120	50	25	117
HEB 320	320	300	11,5	20,5	27	225	1770	161,3	1070	30823	1930	13,8	9239	616	7,57	241	2069000	120	50	25	127
HEB 340	340	300	12,0	21,5	27	243	1810	170,9	1200	36656	2160	14,6	9690	646	7,53	278	2454000	120	50	25	134
HEB 360	360	300	12,5	22,5	27	261	1850	180,6	1340	43193	2400	15,5	10140	676	7,49	320	2883000	120	50	25	142
HEB 400	400	300	13,5	24	27	298	1930	197,8	1620	57680	2880	17,1	10819	721	7,4	394	3817000	120	50	25	155
HEB 450	450	300	14,0	26	27	344	2030	218	1990	79887	3550	19,1	11721	781	7,33	500	5258000	120	50	25	171
HEB 500	500	300	14,5	28	27	390	2120	238,6	2410	107176	4290	21,2	12624	842	7,27	625	7018000	120	45	28	187
HEB 550	550	300	15,0	29	27	438	2220	254,1	2800	136691	4970	23,2	13077	872	7,17	701	8856000	120	45	28	199
HEB 600	600	300	15,5	30	27	486	2320	270,0	3210	171041	5700	25,2	13530	902	7,08	783	10965000	120	45	28	212

SECCIONES DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE LA CONEXIÓN (IDEA STATICA)

Secciones

Nombre	Material
1 - HEB450	STEEL_36_KSI
2 - IPE550	STEEL_36_KSI

Secciones

Nombre	Material	Dibujo
1 - HEB450	STEEL_36_KSI	
2 - IPE550	STEEL_36_KSI	

DEFORMACIÓN DE LA CONEXIÓN

Proyecto:

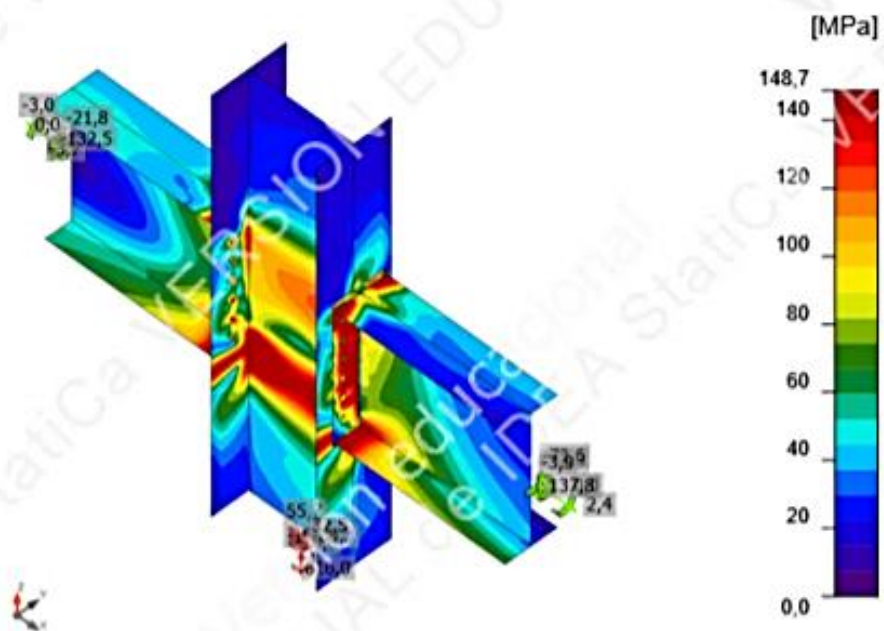
Proyecto nº:

Autor:

IDEA StatiCa®
Calculate yesterday's structures



Verificación de deformación, 7 : COMBINACION 3



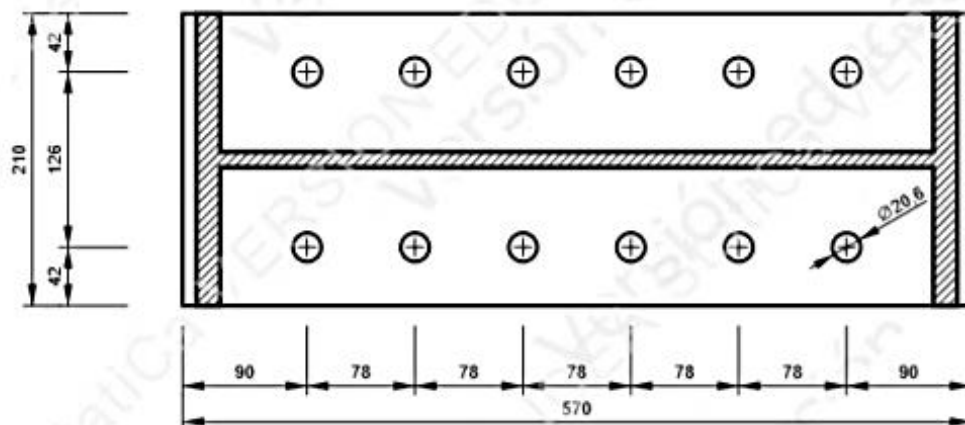
Tensión equivalente, 7 : COMBINACION 3

DISPOSICIÓN DE PERNOS

Proyecto:
Proyecto nº:
Autor:

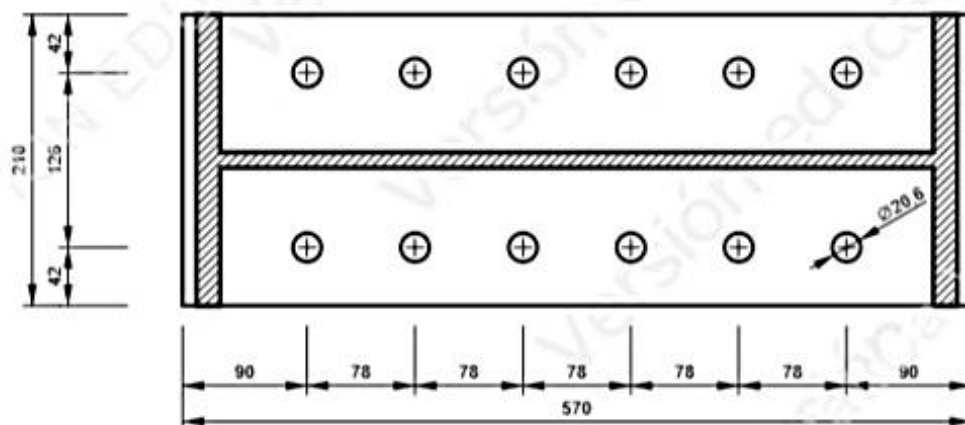
IDEA StatiCa®
Calculate yesterday's structures

P14,0x570-210 (STEEL_36_KSI)



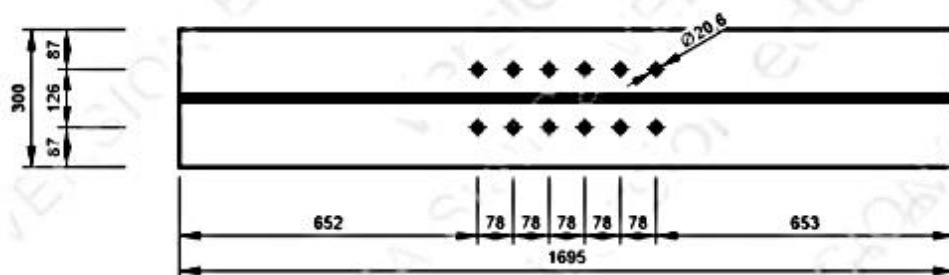
EP2

P14,0x570-210 (STEEL_36_KSI)

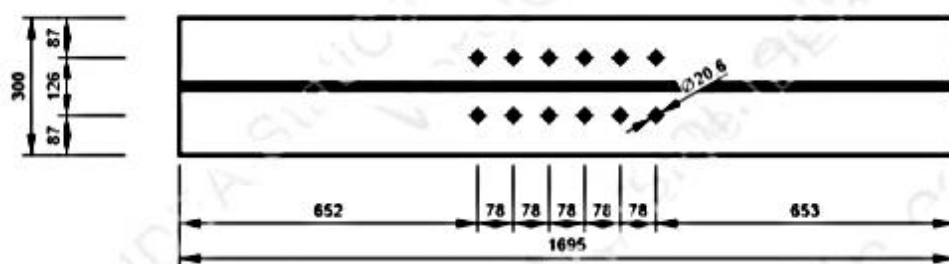


Proyecto:
Proyecto nº:
Autor:

M46, HEB450 - Ala inferior 1:



M46, HEB450 - Ala superior 1:



DATOS GENERALES DE LA CONEXIÓN

Proyecto:

Proyecto nº:

Autor:



Ítem	Valor	Unidad	Referencia
Coefficiente de fricción - hormigón	0,40	-	ACI 349 – B.6.1.4
Coefficiente de fricción en la resistencia a deslizamiento	0,30	-	AISC 360-16 J3.8
Deformación plástica límite	0,05	-	
Evaluación de la tensión de la soldadura	Redistribución plástica		
Detallado	No		
Distancia entre tornillos [d]	2,66	-	AISC 360-16 – J3.3
Distancia entre tornillos y el borde [d]	1,25	-	AISC 360-16 – J.3.4
Resistencia al arrancamiento del cono de hormigón	Ambos		
Resistencia del metal base en la cara de fusión de la soldadura	No		AISC 360-16: J2-2
Hormigón fisurado	Si		ACI 318-14 – Chapter 17
Comprobación de la deformación local	No		
Deformación límite local	0,03	-	CIDECT DG 1, 3 - 1.1
No linealidad geométrica (GMNA)	Si		Grandes deformaciones para secciones huecas

DETALLE DE SOLDADURA

Soldaduras

Item	Borde	Xu	T _h [mm]	L _s [mm]	L [mm]	L _c [mm]	Cargas	F _n [kN]	R _n /Ω [kN]	Ut [%]	Estado
EP1	M1451-bfl 1	E70xx	▲7,0▲	▲9,9▲	209	21	7 : COMBINACION 3	23,9	31,6	75,7	OK
		E70xx	▲7,0▲	▲9,9▲	209	21	7 : COMBINACION 3	25,0	31,8	78,7	OK
EP1	M1451-trf 1	E70xx	▲7,0▲	▲9,9▲	209	21	7 : COMBINACION 3	19,5	25,9	75,1	OK
		E70xx	▲7,0▲	▲9,9▲	209	21	7 : COMBINACION 3	22,5	29,9	75,1	OK
EP1	M1451-w 1	E70xx	▲5,6▲	▲7,8▲	531	20	7 : COMBINACION 3	17,8	23,3	76,3	OK
		E70xx	▲5,6▲	▲7,8▲	531	20	7 : COMBINACION 3	17,8	23,3	76,4	OK
EP2	M1870-bfl 1	E70xx	▲7,0▲	▲9,9▲	209	21	7 : COMBINACION 3	24,2	31,6	76,7	OK
		E70xx	▲7,0▲	▲9,9▲	209	21	7 : COMBINACION 3	26,0	31,8	82,0	OK
EP2	M1870-trf 1	E70xx	▲7,0▲	▲9,9▲	209	21	7 : COMBINACION 3	20,8	28,7	72,4	OK
		E70xx	▲7,0▲	▲9,9▲	209	21	7 : COMBINACION 3	22,8	30,2	75,4	OK
EP2	M1870-w 1	E70xx	▲5,6▲	▲7,8▲	531	20	7 : COMBINACION 3	18,1	23,2	77,8	OK
		E70xx	▲5,6▲	▲7,8▲	531	20	7 : COMBINACION 3	18,1	23,2	77,8	OK

Explicación del símbolo

T _h	Espesor de garganta de soldadura
L _s	Tamaño de la soldadura
L	Longitud de la soldadura
L _c	Longitud del elemento crítico de la soldadura
F _n	Fuerza en el elemento crítico de la soldadura
R _n /Ω	Resistencia de la soldadura, AISC 360-10 J2.4
Ut	Utilización

Resultado detallado para EP2 / M1870-bfl 1

Comprobación de la resistencia de la soldadura (AISC 360-16: J2-4)

$$\frac{R_n}{\Omega} = \frac{F_{nw} \cdot A_{we}}{\Omega} = 31,8 \text{ kN} \geq F_n = 26,0 \text{ kN}$$

Donde:

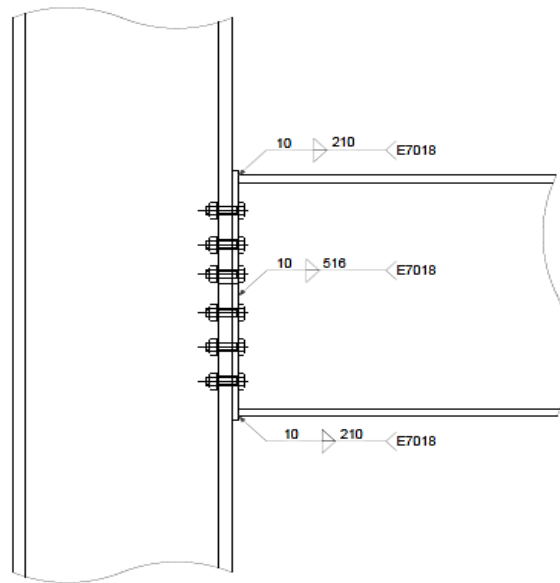
$F_{nw} = 434,3 \text{ MPa}$ – resistencia nominal del material de aportación:

- $F_{nw} = 0,6 \cdot F_{EXX} \cdot (1 + 0,5 \cdot \sin^{1,5} \theta)$, donde:
 - $F_{EXX} = 482,6 \text{ MPa}$ – número de clasificación del electrodo, p.e. mínima resistencia a tracción especificada
 - $\theta = 88,6^\circ$ – ángulo de actuación de la carga medido desde el eje de la soldadura

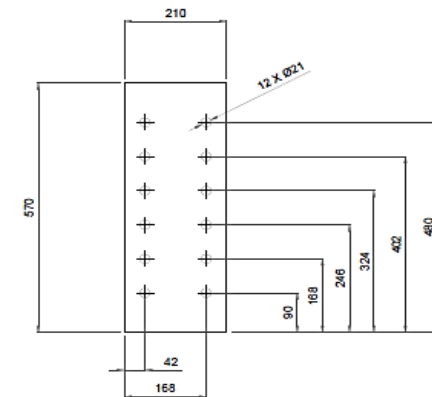
$A_{we} = 146 \text{ mm}^2$ – área eficaz del elemento de soldadura crítico

$\Omega = 2,0$ – factor de seguridad para cordones de soldadura

VISTA LATERAL CONEXIÓN SEMIRRÍGIDA

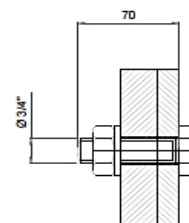


DETALLE PLACA BASE



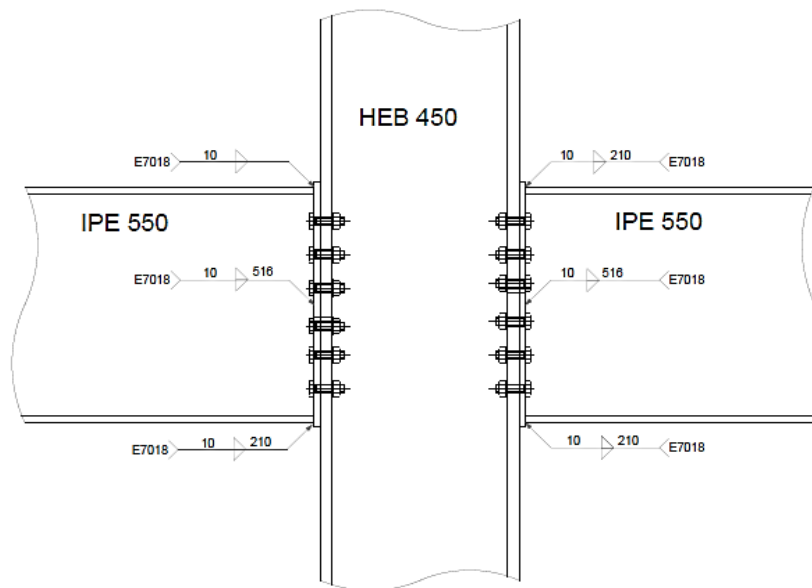
ESPESOR PLACA = 14 mm

DETALLE PERNO 3/4 A325

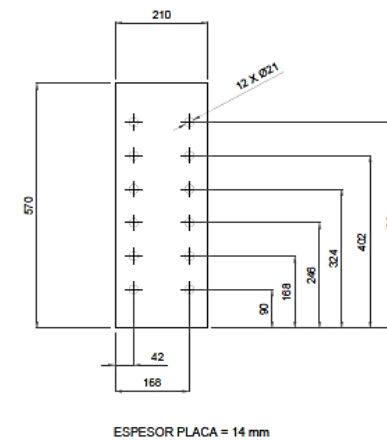


CARRERA DE INGENIERÍA MECÁNICA	UPS	DISEÑADO	JAIRO CORTEZ	2021-09-17
		DIBUJADO	JAIRO CORTEZ	2021-09-17
		REVISADO	ING. WILLIAM DIAZ	2021-09-17
CONEXIÓN SEMIRRÍGIDA EXTERNA	ESCALA 1:10	10.213390.02		TOL. GENERAL 1 mm

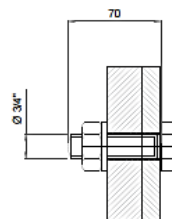
VISTA LATERAL CONEXIÓN SEMIRRÍGIDA



DETALLE PLACA BASE



DETALLE PERNO 3/4 A325



CARRERA DE INGENIERÍA MECÁNICA	UPS	DISEÑADO	JAIRO CORTEZ	2021-09-17
		DIBUJADO	JAIRO CORTEZ	2021-09-17
		REVISADO	ING. WILLIAM DIAZ	2021-09-17
CONEXIÓN SEMIRRÍGIDA INTERNA	ESCALA 1:10	10.213390.01		TOL. GENERAL 1 mm